



TUGAS AKHIR - RC141501

**MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR
GEDUNG KAMPUS UNESA MENGGUNAKAN BAJA
SISTEM *ECCENTRICALLY BRACED FRAMES* (EBF)**

**ALFREDO SIMATUPANG
NRP 3112 106 008**

**Dosen Pembimbing :
BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D**

**JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2015**



FINAL PROJECT - RC141501

**PLANNING MODIFICATION OF UNESA BUILDING
STRUCTURE BY USING STEEL WITH ECCENTRICALLY
BRACED FRAMES (EBF) METHOD**

**ALFREDO SIMATUPANG
NRP 3112 106 008**

**Major Supervisor
BUDI SUSWANTO, ST., MT., Ph.D**

**CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2015**

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG KAMPUS UNESA MENGGUNAKAN BAJA SISTEM *ECCENTRICALLY BRACED* *FRAMES* (EBF)

TUGAS AKHIR

Diajukan untuk Memenuhi Salah Satu
Syarat Memperoleh Gelar Sarjana Teknik pada
Program Studi S-1 Lintas Jalur
Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

ALFREDO SIMATUPANG

NRP. 3112 106 008

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir :

Pembimbing :

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D. (.....)

NIP. 197301281998021002



**SURABAYA
JUNI, 2015**

MODIFIKASI PERENCANAAN STRUKTUR GEDUNG KAMPUS UNESA MENGGUNAKAN BAJA SISTEM *ECCENTRICALLY BRACED FRAMES* (EBF)

Nama Mahasiswa : Alfredo Simatupang
NRP : 3112 106 008
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Abstrak

Baja merupakan alternatif bangunan tahan gempa yang sangat baik. Jika dibandingkan dengan struktur beton, baja dinilai memiliki sifat daktilitas yang dapat dimanfaatkan pada saat struktur memikul beban akibat gempa. Sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF) merupakan salah satu sistem struktur penahan gempa yang paling efektif untuk digunakan di daerah rawan gempa seperti kota Padang. Kelebihan sistem ini adalah daktilitas struktur yang baik dengan mekanisme kelelahan geser yang terjadi pada *link* pendek. *Link* adalah bagian pada elemen struktur balok yang dibentuk oleh perpotongan balok dan bresing.

Pada perhitungan struktur gedung dengan sistem EBF ini mengacu pada Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 03-1726-2012, Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 03-1729-2012, dan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung PPIUG 1983. Dan dalam menganalisis strukturnya ditinjau dengan pengaruh beban gempa dinamik dengan menggunakan program bantu SAP 2000.

Dari analisa dan hasil perhitungan diperoleh hasil, yaitu: tebal pelat atap 9 cm, pelat lantai 10 cm, dimensi balok induk perkantoran WF500.200.10.16, dimensi balok induk atap WF400.200.8.13, dimensi kolom lantai 1-3 KC800.300.14.26, dimensi kolom lantai 4-6 KC700.300.13.24, dimensi kolom lantai 7-9 KC500.200.10.16, dimensi kolom lantai 10-12 KC400.200.8.13, dimensi bresing WF300.300.15.15, *base plate* menggunakan *fixed plate* BMK-17 dari katalog PT.Gunung Garuda dan panjang elemen *link* direncanakan 80 cm. Sambungan struktur utama direncanakan sebagai sambungan kaku dengan baut f_u^b 825 Mpa. Perencanaan pondasi menggunakan tiang pancang beton pracetak diameter 50 cm dengan kedalaman 14 m. Sloof

ukuran 40 cm x 60 cm dengan tulangan utama 8D22 dan tulangan geser Ø10-300.

Kata kunci: Gempa, Struktur baja, EBF, *Link* pendek

PLANNING MODIFICATION OF UNESA BUILDING STRUCTURE BY USING STEEL WITH ECCENTRICALLY BRACED FRAMES (EBF) METHOD

Student Name : Alfredo Simatupang
Student Registry Number : 3112 106 008
Major : Teknik Sipil FTSP-ITS
Supervisor : Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Abstrack

Steel is the best alternative for earthquake proof building. If it is compared with the structure of concrete, the steel has ductility which can be utilized when the structure is overburdened caused by shake. Eccentrically Braced Frames (EBF) is the most effective system of vibration resisting building to be used in troubled region of earthquake like Padang. The advantage of this method is good ductility with shear melting mechanism happened to short link. Link is part of beam structure which is made of intersection between beam and brace.

Measurement of building structure by using EBF refers to Resisting Planning Standard from Earthquake for building structure SNI 03-1726-2012, The Procedure of Steel Structure Planning for building structure SNI 03-1729-2012, and Indonesia Load Rule of PPIUG in 1983. In addition, in analyzing of the structure it is observed by burden influence of dynamic earthquake by using SAP 2000.

From analyzing and calculating, the results which are obtained are 9 cm thick plate of roof, 10 cm the plate of floor, WF500.200.10.16 the dimension of main beam of the office, WF400.200.8.13 the dimension of roof main beam, KC800.300.14.26, KC700.300.13.24, KC500.200.10.16, KC400.200.8.13 the dimension of floor column 1-3, 4-6, 7-9, 10-12, respectively, WF300.300.15.15 dimension of brace, base plate using fixed plate, BMK-17 from catalogue of PT. Gunung Garuda and 80 cm for planning the length of Link beam. The main splicing structure is planned as rigid connection with bolt F_u^b 825 Mpa. Foundation planning uses pile of precast concrete with 50 cm diameter and 14 m depth. The dimension of Sloof is 40 cm X 60 cm with the main reinforcement 8D22 and shear reinforcement Ø 10-300.

Key words: Earthquake, Structure of Steel, EBF, Short Link.

Halaman ini sengaja dikosongkan

KATA PENGANTAR

Puji syukur kepada Tuhan yang maha kuasa atas segala berkat dan kasih-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul "Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Kampus Unesa Menggunakan Baja Sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF)". Tugas Akhir ini disusun penulis dalam rangka memenuhi salah satu syarat kelulusan di Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ITS.

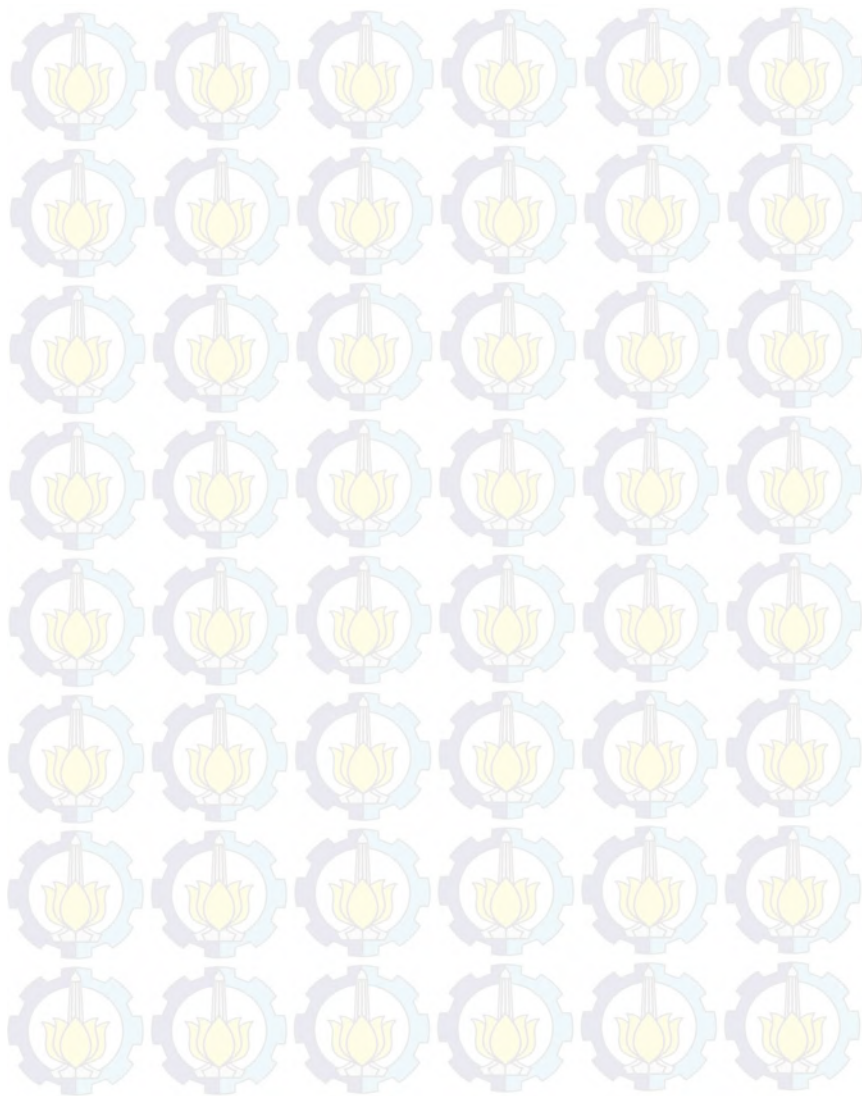
Selama proses penyusunan Tugas Akhir ini, penulis mendapatkan banyak bimbingan, dukungan dan pengarahan dari berbagai pihak. Oleh karena itu, dengan segala kerendahan hati dan rasa hormat yang besar penulis menyampaikan rasa terima kasih yang tulus dan sebesar-besarnya kepada :

1. Orang tua dan keluarga terkasih yang selalu memberikan dukungan baik moril dan materil, dan menjadi motivasi penulis dalam menyelesaikan tugas akhir ini.
2. Bapak Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D. selaku dosen pembimbing dan dosen wali yang selalu sabar dan tulus dalam memberikan bimbingan dan motivasi.
3. Teman-teman yang tidak bisa disebutkan satu persatu.
4. Semua pihak yang telah membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini. Seluruh dosen pengajar Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS, terima kasih atas ilmu yang telah diberikan. Seluruh staff dan karyawan Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS.

Penulis menyadari bahwa dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini banyak terdapat kekurangan, oleh karena itu kritik dan saran dari berbagai pihak sangat diharapkan demi kesempurnaan tugas akhir ini. Penulis berharap laporan ini nantinya dapat memberikan manfaat bagi semua pihak.

Penyusun

Halaman ini sengaja dikosongkan



DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL

HALAMAN PENGESAHAN

ABSTRAK.....	i
ABSTRACT	iii
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR TABEL	xxi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Perumusan Masalah	4
1.3 Maksud dan Tujuan	5
1.4 Batasan Masalah.....	6
1.5 Manfaat	6
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	7
2.1 Umum	7
2.2 Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa	7
2.3 Struktur Baja Tahan Gempa	8
2.3.1 <i>Momen Resisting Frames (MRF)</i>	9
2.3.2 <i>Concentrically Braced Frames (CBF)</i>	10

2.3.3	<i>Eccentrically Braced Frames (EBF)</i>	12
2.3.4	Perilaku <i>Link Beam</i> (EBF)	15
2.3.4.1	Kuat Elemen <i>Link Beam</i>	15
2.3.4.2	Panjang Elemen <i>Link Beam</i>	16
2.3.4.3	Sudut Rotasi <i>Link Beam</i>	18
2.3.4.4	Pendetailan <i>Link Beam</i>	18
2.4	<i>Steel Floor Deck</i>	20
2.5	Sambungan	20
2.6	Pondasi.....	22
BAB III METODOLOGI.....		27
3.1	Langkah-Langkah Perencanaan Struktur Gedung Kampus UNESA.....	27
3.2	Studi Literatur.....	28
3.3	Variabel Design	29
3.4	Preliminary Design	29
3.5	Analisis Pembebanan.....	30
3.5.1	Beban Mati	30
3.5.2	Beban Hidup.....	30
3.5.3	Beban Angin.....	31
3.5.4	Beban Gempa	32
3.5.5	Kombinasi Pembebanan.....	38
3.6	Konsep Perencanaan Struktur Baja	39

3.6.1	Desain Balok	39
3.6.2	Desain Kolom.....	43
3.6.3	Desain Balok- Kolom.....	45
3.6.4	Desain Elemen <i>Link</i>	47
3.6.4.1	Kuat Elemen <i>Link Beam</i>	47
3.6.4.2	Panjang Elemen <i>Link Beam</i>	48
3.6.4.3	Sudut Rotasi <i>Link Beam</i>	48
3.7	Sambungan	48
3.8	Pondasi.....	49
3.8.1	Perencanaan Tiang Pancang.....	50
3.8.2	Perencanaan Poer	52
3.9	Menyusun Gambar Kerja	54
BAB IV PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER		55
4.1	Perencanaan Pelat Lantai.....	55
4.1.1	Perencanaan Pelat Lantai Atap.....	57
4.1.2	Perencanaan Pelat Lantai Perkantoran	57
4.2	Perencanaan Balok Anak.....	58
4.2.1	Balok Anak Lantai Atap.....	58
4.2.2	Balok Anak Lantai Perkantoran	62
4.3	Perencanaan Balok Penggantung Lift 2 <i>Car</i>	65
4.3.1	Spesifikasi Lift	65
4.3.1	Rencana Balok Penggantung Lift.....	68

4.4	Perencanaan Tangga dan Bordes	72
4.4.1	Perencanaan Tangga.....	72
4.4.2	Perencanaan Pengaku Anak Tangga	75
4.4.3	Perencanaan Bordes	77
4.4.3.1	Pelat Bordes	77
4.4.3.2	Perencanaan Balok Bordes	78
4.4.4	Balok Utama Tangga.....	81
4.4.5	Balok Penumpu Tangga	88
BAB V PERMODELAN STRUKTUR.....		93
5.1	Permodelan Struktur	93
5.2	Pembebanan Struktur Utama	95
5.2.1	Berat Total Bangunan	96
5.2.2	Kombinasi Pembebanan.....	97
5.3	Pembebanan Gempa Dinamis.....	97
5.3.1	Permodelan Pelat Sebagai Diafragma	98
5.3.2	Arah Pembebanan	98
5.3.3	Parameter Respon Spectrum Rencana.....	98
5.3.4	Faktor Reduksi Gempa (R)	99
5.3.5	Faktor Keutamaan (I)	100
5.4	Analisis Struktur	100
5.4.1	Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum.....	101
5.4.2	Kontrol Partisipasi Massa.....	103

5.4.3	Kontrol Waktu Getar Fundamental	104
5.4.4	Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum.....	105
5.4.5	Kontrol Simpangan Antar Lantai (<i>Drift</i>).....	108
BAB VI PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER		111
6.1	Analisis Struktur	111
6.2	Perencanaan Elemen Struktur Primer	111
6.2.1	<i>Link</i>	111
6.2.1.1	<i>Link</i> Arah X.....	111
6.2.1.2	Pengaku <i>Link</i> Arah X.....	114
6.2.1.3	<i>Link</i> Arah Y.....	114
6.2.1.4	Pengaku <i>Link</i> Arah Y.....	118
6.2.2	Balok Diluar <i>Link</i>	118
6.2.2.1	Balok Diluar <i>Link</i> Arah X.....	118
6.2.2.2	Balok Diluar <i>Link</i> Arah Y.....	121
6.2.3	Bressing WF 400.400.21.21	123
6.2.3.1	Bressing Arah X.....	123
6.2.3.2	Bressing Arah Y.....	125
6.2.4	Link WF 600.200.7.11	127
6.2.4.1	Link Arah X.....	127
6.2.4.2	Pengaku Link Arah X	131
6.2.4.3	Link Arah X.....	131
6.2.4.4	Pengaku Link Arah Y	134

6.2.5	Balok Diluar Link	135
6.2.5.1	Balok Diluar Link Arah X	135
6.2.5.2	Balok Diluar Link Arah Y	138
6.2.6	Bresing WF 300.300.15.15	140
6.2.6.1	Bressing Arah X.....	140
6.2.6.2	Bressing Arah Y.....	142
6.2.7	Balok Induk.....	144
6.2.7.1	Balok Induk Lantai Perkantoran Arah X.....	144
6.2.7.2	Balok Induk Lantai Perkantoran Arah Y.....	147
6.2.7.3	Balok Induk Lantai Atap Arah X.....	149
6.2.7.4	Balok Induk Lantai Atap Arah Y.....	151
6.2.8	Kolom Lantai 1-3	154
6.2.9	Kolom Lantai 4-6	158
6.3	Perencanaan Sambungan	165
6.3.1	Sambungan Balok Anak Lantai Perkantoran Dengan Balok Induk	165
6.3.2	Sambungan Balok Anak Atap Dengan Balok Induk.....	167
6.3.3	Sambungan Balok Utama Tangga Dengan Balok Penumpu Tangga	169

6.3.4 Sambungan Balok Penumpu Tangga Dengan Kolom.....	171
6.3.5 Sambungan Antar Kolom Lantai 1-3	174
6.3.6 Sambungan Antar Kolom Lantai 4-6	178
6.3.7 Sambungan Kolom Dengan Base Plate.....	182
6.3.8 Sambungan Balok Induk Lantai Perkantoran Dengan Kolom	187
6.3.9 Sambungan Balok Induk Atap Dengan Kolom..	189
6.3.10 Sambungan Balok Diluar Link WF 800.300.14.26 Dengan Kolom	192
6.3.11 Sambungan Balok Diluar Link WF 600.200.11.17 Dengan Kolom	195
6.3.12 Sambungan Batang Bresing WF 400.400.21.21 .	197
6.3.13 Sambungan Batang Bresing WF 600.200.11.17 .	200
6.3.14 Sambungan Kolom KC.800.300.14.26 Dengan KC.700.300.13.24	202

BAB VII PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH 209

7.1 Umum	209
7.2 Data Tanah.....	209
7.3 Perencanaan Pondasi	209
7.4 Daya Dukung Tanah.....	211
7.4.1 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal ...	211

7.4.2	Daya dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok.	212
7.4.3	Repetisi Beban- Beban Diatas Tiang Kelompok	213
7.5	Perhitungan Pondasi Kolom	213
7.5.1	Daya Dukung Satu Tiang Pancang.....	213
7.5.2	Perhitungan repartisi beban diatas tiang kelompok.....	215
7.5.3	Perencanaan Poer Pada Kolom	216
7.5.4	Kontrol Geser Pons	216
7.5.5	Penulangan Poer.....	220
7.6	Perencanaan Kolom Pedestal.....	223
7.7	Perhitungan Sloof Pondasi.....	225
7.7.1	Penulangan Lentur Sloof.....	226
7.7.2	Penulangan Geser Sloof	228
BAB VIII	PENUTUP	231
8.1	Kesimpulan.....	231
8.2	Saran.....	233

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1	Berat Sendiri Bangunan Dan Komponen Gedung	30
Tabel 3.2	Beban Hidup Pada Lantai Bangunan Gedung	31
Tabel 3.3	Koefisien Situs F_a	33
Tabel 3.4	Koefisien Situs F_v	34
Tabel 3.5	Klasifikasi Situs	35
Tabel 3.6	Kategori Resiko Gedung Dan Struktur Lainnya Untuk Beban Gempa	36
Tabel 3.7	Faktor Keutamaan Gedung	36
Tabel 3.8	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek	36
Tabel 3.9	Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik	37
Tabel 3.10	Mencari Nilai ω	44
Tabel 5.1	Tabel Perhitungan N Rata-Rata	96
Tabel 5.2	Parameter Respon Gempa Wilayah Padang Untuk Kelas Situs D (Tanah Sedang)	98
Tabel 5.3	Perhitungan Beban	102

Tabel 5.4	Rasio Partisipasi Massa.....	103
Tabel 5.5	Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental	104
Tabel 5.6	Reaksi Dasar Struktur	106
Tabel 5.7	Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa	107
Tabel 5.8	Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah X	108
Tabel 5.9	Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat Beban Gempa Arah Y	109
Tabel 6.1	Rekapitulasi Perhitungan Kolom.....	164
Tabel 7.1	Hasil Analisis SAP 2000 Untuk Kolom	215

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	<i>Momen Resisting Frames</i>	9
Gambar 2.2	Konfigurasi Sistem CBF	11
Gambar 2.3	Perilaku Konfigurasi Sistem CBF	11
Gambar 2.4	<i>Eccentrically Braced Frames (EBF)</i>	13
Gambar 2.5	Gaya Yang Bekerja Pada <i>Link</i>	15
Gambar 2.6	Sudut Rotasi <i>Link Beam</i>	18
Gambar 2.7	Detailing Pada <i>Link Beam</i>	20
Gambar 2.8	Penampang <i>Steel Floor Deck</i>	20
Gambar 2.9	Jenis Pondasi Dangkal.....	24
Gambar 2.10	Jenis Pondasi Dalam.....	25
Gambar 3.1	Alur Perencanaan Struktur Baja.....	28
Gambar 3.2	Peta Spektra 0,2 Detik Untuk Periode Ulang Gempa 2500 Tahun	32
Gambar 3.3	Peta Spektra 1 Detik Untuk Periode Ulang Gempa 2500 Tahun	33
Gambar 3.4	Nilai k_c Untuk Kolom Dengan Ujung- Ujung Ideal.....	46
Gambar 3.5	Nilai k_c Untuk Komponen Struktur (A) Tidak Bergoyang (B) Bergoyang	47
Gambar 3.6	Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Beban Kolom.....	52

Gambar 3.7	Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Tiang Pancang	54
Gambar 4.1	Denah Pelat Lantai Atap.....	55
Gambar 4.2	Penulangan Pelat Atap.....	56
Gambar 4.3	Denah Pelat Lantai Perkantoran	57
Gambar 4.4	Penulangan Lantai Perkantoran.....	58
Gambar 4.5	Denah Balok Lantai Atap	59
Gambar 4.6	Denah Balok Lantai Perkantoran	62
Gambar 4.7	<i>Lift</i>	66
Gambar 4.8	<i>Hoistway Section</i>	67
Gambar 4.9	Model Pembebanan Balok Penggantung <i>Lift</i>	69
Gambar 4.10	Diagram Momen Balok Penggantung <i>Lift</i>	70
Gambar 4.11	Denah Tangga	73
Gambar 4.12	Pelat Anak Tangga	73
Gambar 4.13	Model Pembebanan Pelat Tangga	75
Gambar 4.14	Denah Bordes	77
Gambar 4.15	Model Pembebanan Balok Utama Tangga	82
Gambar 4.16	Bidang M Balok Tangga	84
Gambar 4.17	Bidang D Balok Tangga	85
Gambar 4.18	Bidang N Balok Tangga	86
Gambar 4.19	Analisa Lendutan Balok Utama Tangga.....	88

Gambar 4.20	Pembebanan Balok Penumpu Tangga.....	89
Gambar 4.22	Analisa Lendutan Balok Penumpu Tangga ...	91
Gambar 5.1	Denah Struktur Perkantoran UNESA.....	93
Gambar 5.2	Permodelan Gedung Perkantoran UNESA....	94
Gambar 5.3	Grafik Spektral Percepatan Gempa Wilayah Padang.....	99
Gambar 5.4	Daerah Kolom Yang Ditinjau.....	101
Gambar 5.5	Hasil Output SAP 2000 Kolom As C-2	102
Gambar 6.1	Element Link Arah X	111
Gambar 6.2	Gaya Dalam Link Arah X	112
Gambar 6.3	Element Link Arah Y	115
Gambar 6.4	Gaya Dalam Link Arah Y	116
Gambar 6.5	Element Balok Diluar Link Arah X	118
Gambar 6.6	Element Balok Diluar Link Arah Y	121
Gambar 6.7	Element Link Arah X	128
Gambar 6.8	Gaya Dalam Link Arah X	129
Gambar 6.9	Element Link Arah Y	132
Gambar 6.10	Gaya Dalam Link Arah Y	133
Gambar 6.11	Element Balok Diluar Link Arah X	135
Gambar 6.12	Element Balok Diluar Link Arah Y	138
Gambar 6.13	Gaya Dalam Balok Induk Lantai Arah X	145
Gambar 6.14	Gaya Dalam Balok Induk Lantai Arah Y	147

Gambar 6.15	Gaya Dalam Balok Induk Atap Arah X	150
Gambar 6.16	Gaya Dalam Balok Induk Atap Arah Y	152
Gambar 6.17	Beban Akibat Gravitasi Dan Lateral Pada Kolom 1-3	155
Gambar 6.18	Beban Akibat Gravitasi Dan Lateral Pada Kolom 4-6	159
Gambar 6.19	Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk.....	165
Gambar 6.20	Detail Pelat Siku Pada Gelagar	166
Gambar 6.21	Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk.....	167
Gambar 6.22	Detail Pelat Siku Pada Gelagar	169
Gambar 6.23	Sambungan Balok Utama Tangga Dengan Balok Penumpu Tangga	170
Gambar 6.24	Detail Pelat Siku Pada Gelagar	171
Gambar 6.25	Sambungan Balok Utama Tangga Dengan Kolom.....	172
Gambar 6.26	Detail Pelat Siku Pada Gelagar	173
Gambar 6.27	Sambungan Kolom Dengan Kolom.....	177
Gambar 6.28	Sambungan Kolom Dengan Kolom.....	181
Gambar 6.29	Sambungan Kolom dengan <i>Base Plate</i>	182
Gambar 6.30	Arah Beban Sumbu X Pada Base Plate	184

Gambar 6.31	Sambungan Balok Induk Lantai Dengan Kolom.....	189
Gambar 6.32	Sambungan Balok Induk Atap Dengan Kolom.....	192
Gambar 6.33	Sambungan Balok Diluar Link dengan Kolom.....	194
Gambar 6.34	Sambungan Balok Diluar Link dengan Kolom.....	197
Gambar 6.35	Sambungan Bracing Dengan Pelat Buhul.	198
Gambar 6.36	Sambungan Bracing Dengan Pelat Buhul.	200
Gambar 6.37	Arah Beban Sumbu X Pada Pelat Landas.	204
Gambar 6.38	Sambungan Antar Kolom	207
Gambar 7.1	Denah Rencana Pondasi	210
Gambar 7.2	Pondasi Tiang Pancang	214
Gambar 7.3	Geser Ponds Akibat Kolom.....	217
Gambar 7.4	Geser Ponds Akibat Tiang Pancang	219
Gambar 7.5	Analisa Poer sebagai Balok Kantilever	220
Gambar 7.6	Pembebanan poer kolom tipe I (arah sumbu x).....	220
Gambar 7.7	Pembebanan Poer Kolom Tipe I (Arah Sumbu Y)	222
Gambar 7.8	Hasil Analisis Kolom Pedestal dengan	

	Program PCA Col.....	224
Gambar 7.9	Penulangan Kolom Pedestal.....	225
Gambar 7.10	Diagram interaksi sloof 40/60.....	227
Gambar 7.11	Penampang Sloof 400 x 600.....	229

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Sebagai salah satu daerah negara rawan gempa, perencanaan suatu struktur bangunan tahan gempa merupakan suatu kebutuhan yang tidak dapat dihindari. Hal ini dapat dilihat pada kejadian beberapa tahun terakhir yang melanda daerah di Indonesia dan menyebabkan kerusakan terhadap sarana dan prasarana di daerah yang terkena dampak bencana tersebut. Salah satu contoh gempa besar yang pernah terjadi di Indonesia adalah gempa bumi Padang yang terjadi pada Oktober 2009. Gempa bumi tektonik ini menyebabkan lebih ribuan korban tewas, dan beberapa gedung rusak berat.

Penelitian ilmu menunjukkan bahwa gempa besar sangat mungkin akan terjadi kembali didalam beberapa dekade mendatang di wilayah antara Kepulauan Batu dan Pagai, dan di sepanjang pantai Sumatera Barat, termasuk kota Padang. Tetapi, para ahli tidak bisa mengatakan kapan tepatnya gempa ini akan terjadi. Ini berarti bahwa masyarakat yang tinggal di daerah kota Padang dan sekitarnya pada saat ini sangat mungkin akan mengalami gempa besar di dalam hidup mereka.

Berdasarkan UBC 1997, tujuan desain bangunan tahan gempa adalah untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan korban jiwa. Sehingga dalam merancang suatu bangunan tahan gempa harus mengutamakan keselamatan dan kenyamanan, dimana bahan dan sistem struktur merupakan suatu hal yang terpenting dalam perencanaan konstruksi bangunan tahan gempa.

Dari sekian banyak material, baja merupakan salah satu solusi dalam suatu perencanaan bangunan tahan gempa. Beberapa keunggulan dari material baja antara lain:

- 1. Kekuatan Tinggi**

Kekuatan yang tinggi dari baja per satuan berat mempunyai konsekuensi bahwa beban mati akan kecil. Hal ini sangat

penting untuk jembatan bentang panjang, bangunan tinggi, dan bangunan dengan kondisi tanah yang buruk.

2. Keseragaman

Sifat baja tidak berubah banyak terhadap waktu, tidak seperti halnya pada struktur beton bertulang.

3. Elastisitas

Baja berperilaku mendekati asumsi perancang teknik dibandingkan dengan material lain karena baja mengikuti hukum Hooke hingga mencapai tegangan yang cukup tinggi. Momen inersia untuk penampang baja dapat ditentukan dengan pasti dibandingkan dengan penampang beton bertulang.

4. Permananen

Portal baja yang mendapat perawatan baik akan berumur sangat panjang, bahkan hasil penelitian menunjukkan bahwa pada kondisi tertentu baja tidak memerlukan perawatan pengecatan sama sekali.

5. Daktilitas

SNI 03-1729-2002 mendefinisikan daktilitas sebagai kemampuan struktur atau komponennya untuk melakukan deformasi inelastis bolak-balik berulang (siklis) di luar batas titik leleh pertama, sambil mempertahankan sejumlah besar kemampuan daya dukung bebannya. Beban normal yang bekerja pada suatu elemen struktur akan mengakibatkan konsentrasi tegangan yang tinggi pada beberapa titik. Sifat daktil baja memungkinkan terjadinya leleh lokal pada titik-titik tersebut sehingga dapat mencegah keruntuhan prematur. Keuntungan lain dari material daktil adalah jika elemen struktur baja mendapat beban cukup maka akan terjadi defleksi yang cukup jelas sehingga dapat digunakan sebagai tanda keruntuhan.

6. Liat (*Toughness*)

Baja struktur merupakan material yang liat artinya memiliki kekuatan dan daktilitas. Suatu elemen baja masih dapat terus memikul beban dengan deformasi yang cukup besar.

Ini merupakan sifat material yang penting karena dengan sifat ini elemen baja bisa menerima deformasi yang besar selama pabrikan, pengangkutan, dan pelaksanaan tanpa menimbulkan kehancuran. Dengan demikian pada baja struktur dapat diberikan lenturan, diberikan beban kejut, geser, dan dilubangi tanpa memperlihatkan kerusakan. Kemampuan material untuk menyerap energi dalam jumlah yang cukup besar disebut *toughness*.

Salah satu sistem struktur yang mampu memikul beban gempa adalah sistem bangunan baja dengan menggunakan *Eccentrically Braced Frame* (EBF). EBF merupakan suatu sistem struktur rangka baja tahan gempa yang mempunyai kekakuan elastik yang sangat baik (*excellent elastic stiffness*) dibawah pembebanan lateral, mempunyai daktilitas yang bagus (*good ductility*) dibawah beban gempa besar, kemampuan menyerap energi dan konsisten tanpa terjadi pengurangan kekakuan sampai sejumlah putaran (*cycle*) yang cukup tinggi (Engelhardt dan Popov, 1989; 1992).

Sebagai bahan studi perencanaan, akan dilakukan modifikasi pada struktur gedung kampus UNESA. Gedung yang sebelumnya berada di kota Surabaya yang didesain menggunakan struktur beton bertulang akan dimodifikasi berada di kota Padang dengan menggunakan struktur baja sistem EBF. Selain itu, akan direncanakan juga pondasi yang sesuai dengan besarnya beban-beban yang bekerja diatasnya. Modifikasi perencanaan ini dilakukan agar gedung ini dapat dibangun dan sanggup memikul beban-beban yang terjadi baik gravitasi ataupun lateral (gempa) di wilayah yang memiliki resiko gempa yang tinggi.

Dipilihnya gedung UNESA ini didasari oleh sudah tersedianya kapasitas ruangan, tangga dan lift (*elevator*) yang didesain sesuai dengan layaknya gedung perkantoran pada umumnya. Kapasitas dan posisi pembagian ruangan ini nantinya akan menjadi acuan dalam merencanakan dan menganalisis beban pada struktur, baik struktur sekunder maupun struktur primer.

Peraturan yang digunakan pada modifikasi perencanaan ini yaitu Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002), Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung (SNI 03-1726-2012), Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Struktur Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013), dan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983)

Dengan demikian tujuan dari Tugas Akhir ini adalah merencanakan struktur bangunan baja dengan sistem EBF dan kapasitas pondasi yang sesuai dengan besarnya beban untuk meningkatkan kinerja bangunan tahan gempa. Bagaimana perencanaan struktur kolom, balok, plat, link dan pondasi pada gedung kampus UNESA merupakan topik dasar perencanaan Tugas Akhir ini.

1.2 Rumusan Masalah

Dari uraian latar belakang di atas, maka untuk perencanaan struktur gedung kampus UNESA dengan sistem EBF, permasalahan yang ditinjau antara lain:

- a. Permasalahan Utama
Bagaimana merencanakan struktur baja gedung kampus UNESA dengan sistem EBF dan pondasinya sesuai dengan peraturan yang berlaku.
- b. Detail Permasalahan
 1. Bagaimana menentukan preliminary design penampang profil baja?
 2. Beban-beban apa saja yang bekerja pada perencanaan gedung kampus UNESA?
 3. Bagaimana merencanakan struktur sekunder yang meliputi struktur atap, pelat lantai, balok anak dan tangga?
 4. Bagaimana memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000?
 5. Bagaimana merencanakan struktur utama yang meliputi balok dan kolom baja?

6. Bagaimana merencanakan sambungan yang memenuhi kriteria perencanaan struktur?
7. Bagaimana merencanakan struktur bawah yang meliputi tiang pancang dan poer
8. Bagaimana menuangkan hasil bentuk desain dan analisa ke dalam bentuk gambar teknik ?

1.3 Maksud dan Tujuan

Maksud dan tujuan dalam penulisan proposal tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

- a. Tujuan Utama
Mendapatkan hasil perencanaan struktur baja gedung kampus UNESA dengan sistem EBF dan pondasinya sesuai dengan peraturan yang berlaku.
- b. Detail Tujuan
 1. Dapat menentukan preliminary design penampang profil baja.
 2. Dapat menentukan beban-beban apa saja yang bekerja pada perencanaan gedung kampus UNESA.
 3. Dapat merencanakan struktur sekunder yang meliputi struktur atap, pelat lantai, balok anak dan tangga.
 4. Dapat memodelkan dan menganalisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP 2000.
 5. Dapat merencanakan struktur utama yang meliputi balok dan kolom baja.
 6. Dapat merencanakan sambungan yang memenuhi kriteria perencanaan struktur.
 7. Dapat merencanakan struktur bawah yang meliputi tiang pancang dan poer
 8. Dapat menuangkan hasil bentuk desain dan analisa ke dalam bentuk gambar teknik.

1.4 Batasan Masalah

Untuk menghindari penyimpangan pembahasan dari masalah yang telah diuraikan di atas, maka diperlukan pembatasan masalah yang meliputi :

1. Perencanaan gedung ini dimaksudkan sebagai bahan studi sehingga tidak mempertimbangkan aspek ekonomi
2. Desain struktur berdasarkan pada SNI 03-1729-2002
3. Pembebanan dihitung berdasarkan PPIUG 1983
4. Perhitungan beban gempa berdasarkan SNI 03-1726-2012
5. Tidak membahas detail metode pelaksanaan.

1.5 Manfaat

Manfaat yang bisa diharapkan dari modifikasi perencanaan ini adalah:

1. Sebagai bahan masukan dan pertimbangan terhadap dunia teknik sipil dalam perencanaan gedung baja menggunakan sistem EBF.
2. Dari perencanaan ini bisa diketahui hal- hal yang harus diperhatikan pada saat perencanaan sehingga kegagalan struktur bisa diminimalisasi.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Baja menjadi material yang dipilih dikarenakan karakteristik keruntuhan yang bersifat daktail, dimana daktail adalah suatu sifat yang mempengaruhi mekanisme keruntuhan pada material baja ketika struktur baja telah berada pada kondisi inelastis (plastisnya). Ketika mekanisme ini terjadi, baja akan mengalami leleh sebelum runtuh yang akan memberikan waktu bagi para pengguna gedung untuk menyelamatkan diri, tidak seperti beton tanpa tulangan baja yang bersifat getas yang akan runtuh seketika pada saat gaya yang bekerja telah melampaui kemampuan ultimit beton.

2.2 Konsep Perencanaan Bangunan Tahan Gempa

Pada konsep perencanaan struktur bangunan tahan gempa harus diperhitungkan kemampuannya dalam memikul beban-beban yang bekerja pada struktur tersebut, di antaranya adalah beban gravitasi dan beban lateral. Beban gravitasi adalah beban mati struktur dan beban hidup, sedangkan yang termasuk beban lateral adalah beban angin dan beban gempa.

Dalam mendesain bangunan tahan gempa, gaya lateral pada struktur harus dipertimbangkan sama seperti halnya gaya gravitasi. Gaya lateral yang dapat berupa tekanan angin atau beban gempa bekerja dari arah samping bangunan yang dapat menimbulkan defleksi lateral. Hal yang perlu diperhatikan dalam perencanaan yaitu kekuatan bangunan yang memadai untuk memberikan rasa nyaman bagi penghuninya. Semakin tinggi gedung defleksi lateral yang terjadi juga semakin besar pada lantai atas (Mc. Cormac, 2002).

Berdasarkan UBC 1997, tujuan desain bangunan tahan gempa adalah untuk mencegah terjadinya kegagalan struktur dan kehilangan korban jiwa, dengan tiga kriteria standar sebagai berikut:

1. Ketika terjadi gempa kecil, tidak terjadi kerusakan sama sekali.
2. Ketika terjadi gempa sedang, diperbolehkan terjadi kerusakan arsitektural tetapi bukan merupakan kerusakan struktural.
3. Ketika terjadi gempa kuat, diperbolehkan terjadinya kerusakan struktural dan non-struktural, namun kerusakan yang terjadi tidak sampai menyebabkan bangunan runtuh.

Untuk mencapai kriteria tersebut, perencanaan bangunan struktur tahan gempa harus dapat memperhitungkan dampak dari gaya lateral yang bersifat siklis (bolak-balik) yang dialami oleh struktur selama terjadinya gempa bumi. Untuk memikul gaya lateral yang dialami oleh bangunan, struktur harus dapat memiliki daktilitas yang memadai di daerah *joint* atau elemen struktur tahan gempa seperti bresing, link, atau dinding geser.

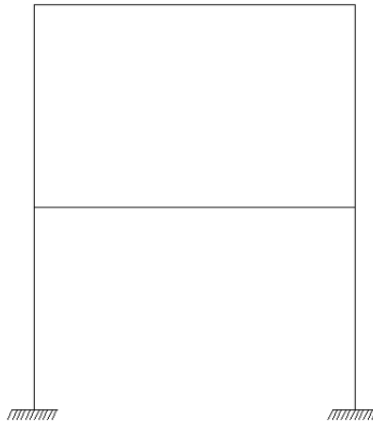
Perencanaan struktur dapat direncanakan dengan mengetahui skenario keruntuhan dari struktur tersebut dalam menahan beban maksimum yang bekerja. Pelaksanaan konsep desain kapasitas struktur adalah memperkirakan urutan kejadian dari kegagalan suatu struktur berdasarkan beban maksimum yang dialami struktur. Sehingga kita merencanakan bangunan dengan elemen-elemen struktur tidak dibuat sama kuat terhadap gaya yang direncanakan, tetapi ada elemen-elemen struktur atau titik pada struktur yang dibuat lebih lemah dibandingkan dengan yang lain dengan harapan di elemen atau titik itulah kegagalan struktur terjadi pada saat beban gempa maksimum bekerja.

2.3 Struktur Rangka Baja Tahan Gempa

Terdapat beberapa jenis portal baja tahan gempa, secara umum terdapat dua jenis portal baja tahan gempa yaitu *Braced Frames* dan *Moment Resisting Frames*. Masing-masing jenis ini memiliki karakteristik yang berbeda.

2.3.1 *Moment Resisting Frames (MRF)*

Sistem rangka pemikul momen mempunyai kemampuan menyerap energi yang baik, tetapi memerlukan adanya simpangan antar lantai yang cukup besar supaya timbul sendi- sendi plastis pada balok yang akan berfungsi untuk menyerap energi gempa. Pada sistem MRF, sambungan antara balok ke kolom harus didesain cukup kuat untuk memperkuat kekuatan balok dan mengurangi resiko *brittle* pada sambungan balok kolom. Dengan rentang balok yang cukup lebar (tanpa pengaku), sistem MRF dapat memberikan deformasi yang cukup besar dibandingkan dengan jenis portal baja tahan gempa lainnya. Tetapi sistem MRF memberikan simpangan yang terjadi begitu besar sehingga akan menyebabkan struktur menjadi tidak kaku yang berakibat kerusakan non struktural yang besar sehingga membuat bertambahnya pengaruh $P-\Delta$ terutama pada bangunan yang tinggi. Dengan demikian, jika dibandingkan dengan struktur portal baja jenis lainnya, sistem struktur ini memiliki ukuran elemen struktur yang jauh lebih besar untuk menjaga deformasi strukturnya, seperti yang ditunjukkan pada gambar 2.1



Gambar 2.1 *Momen Resisting Frames*
(Sumber: Bruneau, 1998)

Berdasarkan daktilitasnya, MRF terbagi dalam 2 kategori, yaitu *Special Moment Resisting Frames* atau sistem rangka batang pemikul momen khusus (SRBPMK) dan *Ordinary Moment Resisting Frames* atau sistem pemikul momen biasa (SRPMB)

- a. Sistem rangka batang pemikul momen khusus (SRBPMK)

SRBPMK adalah suatu struktur rangka batang pemikul moment yang dipasang secara horizontal. SRBPMK didesain memiliki daktilitas yang tinggi dan pada sistem ini ada suatu segmen khusus yang terdiri dari beberapa panel dengan batang-batangnya direncanakan mengalami deformasi inelastik yang cukup besar pada segmen khusus saat memikul gaya-gaya akibat beban gempa rencana. Deformasi inelastik akan meningkatkan damping dan mengurangi kekakuan (*stiffness*) dari struktur.

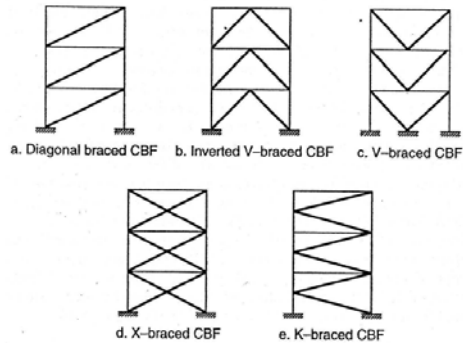
- b. Sistem rangka pemikul momen biasa (SRPMB)

SRPMB dapat mengalami deformasi inelastis yang terbatas pada komponen struktur dan sambungan-sambungannya akibat gaya gempa rencana. Pada SRPMB kekakuan (*stiffness*) lebih besar dibandingkan SRBPMK sehingga daktilitasnya lebih kecil.

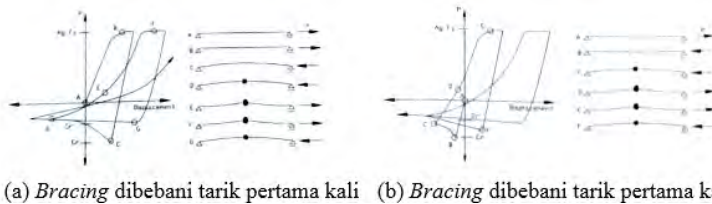
2.3.2 Concentrically Braced Frames (CBF)

Tidak seperti *Momen Resistent Frames* (MRF), concentrically braced frames (CBF) adalah sistem penahan gaya lateral dengan karakteristik kekakuan elastik yang tinggi. Kekakuan yang tinggi diperoleh dari diagonal *brace* yang menahan gaya lateral pada struktur frame yang meningkatkan aksi gaya dalam aksial dan aksi lentur yang kecil. Perilaku tipikal dari bracing terhadap beban bolak-balik (*cyclic*) saat pertama kali dibebani dengan tarik dan tekan dapat dilihat pada Gambar 2.3(a) dan Gambar 2.3(b). C_r dan C_r' adalah masing-masing kapasitas tekuk pertama kali dan kapasitas tekuk setelah tekuk yang pertama kali. Rangka bracing pada umumnya dianalisa dan didesain dengan mengabaikan momen pada sistem tersebut

(AISC,2005). Pada sistem ini elemen bressing diharapkan mampu berdeformasi inelastik yang besar tanpa terjadi kehilangan yang signifikan pada kekuatan dan kekakuan struktur.



Gambar 2.2 Konfigurasi Sistem CBF
(Sumber: Engelhart, Kasai dan Popov,1986)



Gambar 2.3 Perilaku Konfigurasi Sistem CBF
(Sumber: Bruneau,1998)

Distribusi beban lateral pada bidang bressing, batang-batang bressing harus dipasang dengan arah gaya lateral yang sejajar pada bidang bressing, minimal 25% tapi tidak lebih dari 75% gaya horizontal total harus dipikul oleh batag bressing tarik, kecuali jika kuat nominal tekan N_n untuk setiap batang bressing lebih besar daripada beban berfaktor N_u (SNI 02-1726-2012).

Kategori struktur pada sistem struktur CBF dibagi menjadi dua, yaitu Sistem Rangka Bressing Konsentrik Biasa (SRBKB) dan Sistem Rangka Bressing Konsentrik Khusus (SRBKK).

a. Sistem Rangka Bressing Konsentrik Biasa (SRBKB)

Pada sistem SRBKB ini struktur dapat mengalami deformasi inelastis secara terbatas apabila dibebani oleh gaya- gaya yang berasal dari gempa rencana.

b. Sistem Rangka Bressing Konsentrik Khusus (SRBKK)

Pada sistem SRBKK struktur dapat berdeformasi inelastik cukup besar yang diakibatkan gaya gempa rencana. Sistem SRBKK memiliki daktilitas yang lebih tinggi jika dibandingkan dengan SRBKB, hal ini dikarenakan deformasi pada SRBKK lebih besar dari deformasi pada SRBKB dan penurunan kekuatan pada SRBKK lebih kecil pada saat terjadi tekuk pada bressing.

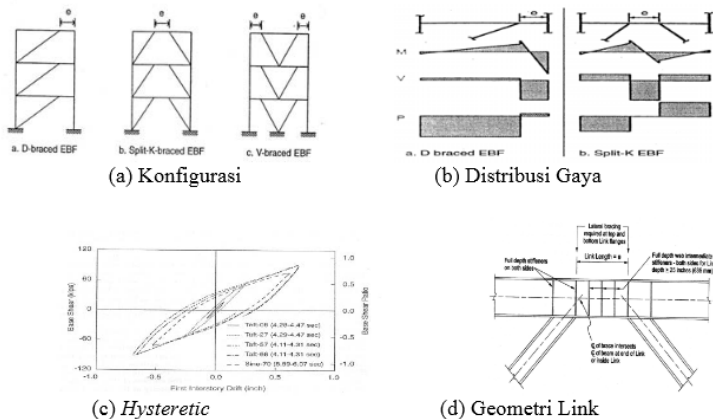
Jadi secara umum, sistem struktur CBF memiliki kekakuan yang lebih tinggi dibandingkan dengan struktur MRF karena adanya elemen bressing pada struktur. Namun demikian, kekakuan yang besar pada CBF mengakibatkan deformasi yang terjadi pada struktur lebih terbatas sehingga daktilitas struktur CBF lebih rendah jika dibandingkan dengan sistem struktur MRF.

2.3.3 Eccentrically Braced Frames (EBF)

Sistem struktur EBF merupakan struktur baja penahan gaya lateral yang merupakan gabungan antara konsep daktilitas dan disipasi energi yang baik dari desain *Moment-Resisting Frames* (MRF) dengan karakteristik kekakuan elastik yang tinggi dari desain *Concentrically Braced Frames* (CBF). EBF mengkombinasikan banyak keuntungan individu dari sistem kerangka konvensional, secara spesifik, EBF memiliki elastisitas tinggi, respons inelastis stabil pada muatan lateral siklis, daktilitas dan kapasitas disipasi energi yang besar (*Bruneau, 1998*).

Konsep desain EBF adalah sederhana: membatasi aksi inelastis pada *link*, dan mendesain kerangka di sekitar *link* untuk

mempertahankan tegangan maksimum yang dapat diberikan oleh *link*. Desain dengan menggunakan strategi ini harus memastikan bahwa *link* bertindak sebagai sekering seismik *ductile* dan melindungi integritas dari kerangka seismik di sekitarnya (lihat Gambar 2.4(b)). Pada pembebanan *cyclic*, terlihat kurva *hysteresis* sistem EBF stabil dan melingkar dengan baik, indikatif dari banyak disipasi energi (lihat Gambar 2.4 (c)). Sehingga yang menjadi konsep utama dalam struktur EBF adalah elemen link ditetapkan sebagai bagian yang akan rusak sedangkan elemen lain diharapkan tetap berada dalam kondisi elastik. Kelehan yang terjadi pada elemen link dapat berupa kelelahan geser atau kelelahan lentur. Tipe kelelahan ini sangat tergantung pada panjang link tersebut. (Engelhardt dan Popov, 1989;1992).



Gambar 2.4 Eccentrically Braced Frames (EBF)

(Sumber: Seminar Nasional VI 2010 Teknik Sipil ITS, 2010)

Link beam merupakan elemen struktur yang direncanakan untuk berperilaku inelastis serta mampu untuk berdeformasi plastis yang besar pada saat terjadi beban lateral. Bagian *link* berfungsi untuk menyerap energi pada saat beban lateral (gempa). Mekanisme leleh pada elemen *link* terdiri dari 2 mekanisme leleh, yaitu kelelahan geser dan kelelahan lentur, tergantung dari

panjang *link* (e) yang digunakan. Pada sistem struktur EBF, kekakuan lateral merupakan fungsi dari perbandingan antara panjang *link* (e) dengan panjang elemen balok (L). Jika panjang elemen *link* lebih pendek, maka struktur portal menjadi lebih kaku mendekati kekakuan struktur CBF dan jika panjang *link* lebih panjang, maka kekakuan struktur portal EBF mendekati kekakuan struktur *Momen Resisting Frames* (MRF). Pada struktur EBF, elemen struktur diluar *link* direncanakan untuk berperilaku elastis sedangkan bagian *link* direncanakan untuk dapat berdeformasi inelastis pada saat terjadi beban lateral (gempa).

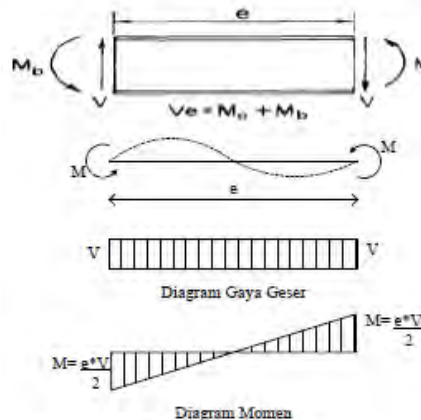
Meskipun sistem EBF bukan merupakan konsep yang baru, aplikasi sistem ini pada sistem konstruksi tahan gempa sangat dapat diterima. Ketahanan *bressing* eksentrik pada konstruksi tahan gempa sangat tergantung pada kestabilan sistem struktur dan sifat inelastik dibawah beban *cyclic* lateral. Pada desain struktur EBF yang baik, aktifitas inelastik dibawah beban siklik dibatasi terutama hanya terjadi pada elemen *link* yang didesain untuk dapat mengalami deformasi inelastik yang besar tanpa kehilangan kekuatan. Pada struktur EBF ini, elemen- elemen struktur diluar *link* (balok, kolom dan *bressing*) didesain berdasarkan kapasitas *link*. Dengan membuat elemen *link* lebih lemah dari elemen struktur lainnya, kehancuran daktail diharapkan terjadi pada elemen *link* dan mengantisipasi agar elemen- elemen diluar *link* mengalami kehancuran non daktail, seperti *buckling* pada elemen *bressing*. Karakteristik sistem struktur EBF tergantung dari karakteristik elemen *link* nya (e). kekuatan struktur EBF dipengaruhi oleh nilai perbandingan e/L atau pemendekan elemen *link* hingga mencapai batas kapasitas geser plastis dari *link*. Pada struktur EBF, *link* pendek (e/L kecil) memiliki keunggulan dalam menyediakan kekakuan dan kekuatan struktur yang tinggi. Nilai e/L yang kecil mengakibatkan kebutuhan rotasi *link* yang sangat besar. *Link* panjang (e/L besar) menghasilkan kekakuan dan kekuatan yang rendah serta kebutuhan rotasi *link* yang lebih kecil. Nilai e/L yang besar menghasilkan struktur EBF yang mendekati sifat struktur MRF,

sedangkan nilai e/L yang kecil menghasilkan struktur EBF yang mendekati sifat struktur CBF.

2.3.4 Perilaku *Link Beam*

2.3.4.1 Kuat Elemen *Link Beam*

Link beam merupakan elemen balok pendek yang direncanakan mengalami kelelahan lebih awal pada saat bekerjanya beban lateral pada struktur. Pada bagian *link* ini bekerja gaya geser (*shear*) pada kedua ujung *link* dengan besar yang sama dan arah yang berlawanan. Gaya geser yang bekerja tersebut mengakibatkan momen pada kedua ujung *link* dengan besar dan arah yang sama.



Gambar 2.5 Gaya Yang Bekerja Pada *Link*

(Sumber: Engelhart dan Popov, 1988; Becker dan M. Isler, 1996)

Mekanisme leleh yang terjadi pada elemen *link* ditentukan oleh gaya geser dan lentur yang terjadi pada *link*. Apabila *link* mengalami mengalami leleh karena lentur, *link* tersebut berupa lentur, hal ini dipengaruhi oleh panjang *link*. Kekuatan (geser dan lentur) batas pada elemen *link* ditentukan dengan persamaan berikut:

$$M_p = Z_x \cdot f_y \quad (2.1)$$

$$V_p = 0,6 f_y (h - 2t_f) t_w \quad (2.2)$$

Keterangan:

M_p = Momen plastis penampang

Z_x = Modulus plastis penampang

f_y = Tegangan leleh penampang

V_p = Gaya geser plastis penampang

h = Tinggi penampang

t_f = Tebal *flens*

t_w = Tebal *web*

Kuat geser rencana link, ϕV_n harus lebih besar daripada V_u dengan:

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil diantara V_p atau $2M_p/e$

ϕ_v = Faktor reduksi geser 0,9

e = Panjang *link*

$$\phi_v V_n = 0,6 \phi f_y (h - 2t_f) t_w \quad (2.3)$$

$$M_n = M_p \quad (2.4)$$

$$\phi M_n = M_u \quad (2.5)$$

$$\phi V_n = V_u \quad (2.6)$$

Keterangan:

M_n = Momen lentur rencana link

M_u = Momen lentur perlu

ϕ = faktor reduksi lentur 0,9

2.3.4.2 Panjang Elemen *Link Beam*

Link beam bekerja sebagai sekering gempa yang bersifat daktail, menyerap energi gempa yang masuk kedalam bangunan. Panjang dari elemen *link* akan menentukan mekanisme leleh dan kegagalan *ultimate* yang terjadi pada elemen *link*. Secara umum terdapat 2 jenis *link* berdasarkan panjang *link*nya, yaitu *link* geser (*short link*) dan *link* lentur (*long link*). *Link* geser mengalami leleh disebabkan oleh gaya geser sedangkan *link* lentur mengalami leleh karena momen lentur. Panjang dari elemen *link* merupakan faktor penting untuk menentukan perilaku inelastik elemen *link*, panjang *link* berfungsi untuk mengontrol mekanisme leleh yang terjadi pada *link*. Pada *link* geser, gaya geser yang mencapai

keadaan plastis (V_p) terlebih dahulu sebelum momen lentur mencapai kapasitas momen plastisnya dan *link* mengalami leleh dalam geser. Sebaliknya, pada *link* lentur, momen plastis (M_p) tercapai terlebih dahulu sebelum kelelahan geser terjadi. Ketentuan mengenai panjang *link* (e) menurut SNI 03-1729-2002 adalah sebagai berikut:

$$\text{Link geser (short links): } e \leq \frac{1,6M_p}{V_p} \quad (2.7)$$

$$\text{Link medium (intermediate links): } \frac{1,6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2,6M_p}{V_p} \quad (2.8)$$

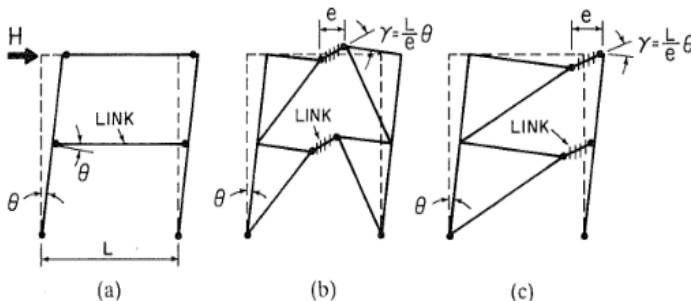
$$\text{Link lentur(short links): } e \geq \frac{2,6M_p}{V_p} \quad (2.9)$$

Pada *link* geser, gaya geser yang terjadi konstan disepanjang *link* dan regangan geser inelastik terdistribusi merata sepanjang *link*. Hal ini mengakibatkan terjadinya pengembangan deformasi inelastis yang besar pada *link*. Pada *link* lentur, kelelahan lentur mendominasi respons struktur tersebut terhadap beban yang bekerja pada struktur, termasuk beban gempa dan regangan lentur yang sangat tinggi dibutuhkan pada bagian ujung-ujung *link* untuk menghasilkan deformasi inelastik pada *link* lentur. Tekuk geser inelastis pada bagian badan (*web*) merupakan model keruntuhan *link* geser. Tekuk yang terjadi ini dapat ditunda atau diperlambat dengan menambahkan pengaku pada bagian badan (*web*). Pada *link* lentur, model keruntuhan dapat berupa fraktur di bagian sayap (*flens*) pada elemen *link*. Selain itu, model keruntuhan lainnya dapat berupa tekuk pada bagian sayap (*flens*) dan tekuk torsi lateral pada *link*. Model keruntuhan ini dapat diperlambat dengan menambahkan pengaku pada elemen *link*. Panjang dan geometri dari *link* EBF juga menentukan *frame*. *Link* pendek mirip dengan *concentric braces*, sedangkan *link* panjang mempunyai keunggulan arsitektural dan perencanaan untuk penyediaan ruang/ bukaan untuk pintu, jendela dan peralatan mesin.

2.3.4.3 Sudut Rotasi *Link Beam*

Sudut rotasi link beam adalah sudut inelastis antara *link beam* dan balok di samping *link* ketika besarnya total *story drift* sama dengan besarnya desain *story drift*, Δ . Sudut rotasi *link beam* seharusnya tidak melebihi nilai berikut:

- 0,08 radian untuk panjang *link* $e \leq 1,6M_p/V_p$
- 0,02 radian untuk panjang *link* $e \geq 2,6M_p/V_p$
- Interpolasi linier antara 0,08-0,02 radian jika panjang *link* $1,6M_p/V_p \leq e \leq 2,6M_p/V_p$



Gambar 2.6 Sudut Rotasi *Link Beam*

(Sumber: Engelhart dan Popov, 1988)

Secara umum, sudut rotasi link beam dapat menggunakan persamaan

$$\gamma_p = \frac{L}{e} \theta_p \quad (2.10)$$

Keterangan:

L = Lebar bentang

h = Tinggi lantai

Δ_p = *Plastic story drift*

Θ_p = *Plastic story drift angle*, radians (Δ_p/h)

γ_p = Sudut rotasi *link beam*

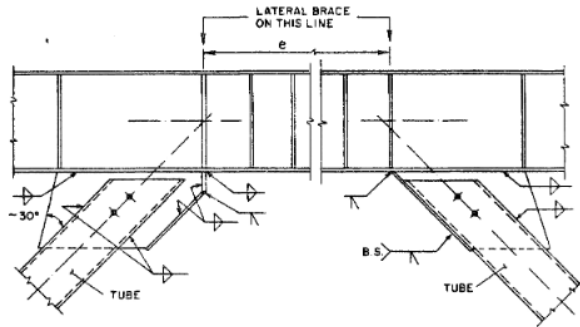
2.3.4.4 Pendetailan *Link Beam*

Pendetailan pada *web link beam* yaitu berupa pemberian *web stiffeners* dapat memberikan perilaku *link beam* yang stabil, daktail serta terkontrol dibawah pembebanan *cyclic* (gempa). *Full*

depth stiffeners dibutuhkan pada kedua ujung *link* untuk mentransfer gaya geser pada elemen penahan, sehingga membutuhkan pengaku *web* untuk mencegah terjadinya tekuk (*buckling*). Dan *full depth stiffeners* juga dibutuhkan ditengah-tengah *link* (*link intermediate web*) agar efektif dalam menahan tekuk geser pada *web link* dan dalam membatasi pengurangan kekuatan (*strength degradation*) akibat adanya *flange local buckling* dan lateral torsional *buckling*. Pengaku disambungkan ke *link web* dan *link flanges* dengan cara di las (*fillet welded*).

Adapun ketentuan jarak dan tebal *web stiffeners* pada ujung dan tengah *link beam* antara lain:

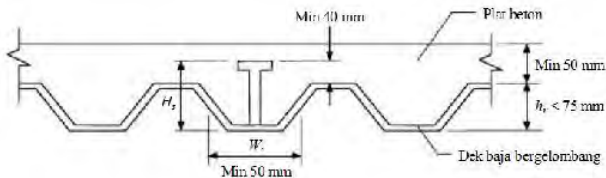
- a. Untuk panjang *link* $e \leq 1,6 \text{ Mp/Vp}$, maka harus disediakan *intermediate web stiffeners* dengan jarak spasi interval tidak melebihi $30t_w - d/5$ untuk sudut rotasi *link* 0,08 radian atau $52t_w - d/5$ untuk sudut rotasi *link* 0,02 radian.
- b. *Intermediate web stiffeners* harus *full depth*. Untuk tinggi penampang *link* yang kurang dari 25 inch (635 mm), maka pengaku hanya diperlukan pada satu sisi saja (sisi depan) pada *link web*. Ketebalan pengaku pada satu sisi tersebut tidak boleh kurang dari t_w atau 3/8 inch (10 mm) (pilih yang terbesar) dan lebarnya tidak kurang dari $b_f/2 - t_w$.
- c. Syarat dari ketebalan dari *fillet weld* (las) yang menghubungkan pengaku dengan *link web* adalah $A_{st}f_y$ (LRFD), sedangkan untuk pengaku ke *link flange* adalah $A_{st}f_y/4$ (LRFD) yang mana A_{st} adalah area dari pengaku.



Gambar 2.7 Detailing Pada Link Beam
(Sumber: Engelhart, Kasai dan Popov, 1986)

2.4 Steel Floor Deck

Steel Floor Deck yaitu suatu material yang bisa difungsikan sebagai media pengganti konvensional berbentuk papan lembar yang terbuat dari bahan baja galvanis berkuatn tinggi. Biasanya *steel floor deck* dipakai sebagai pengganti bekisting dalam proses pembuatan lantai atau atap dari beton dan juga berfungsi sebagai penulangan positif satu arah. Penggunaan dek baja juga dapat dipertimbangkan sebagai dukungan dalam arah lateral dari balok sebelum beton mulai mengeras. Arah dari gelombang dek baja biasanya diletakkan tegak lurus balok penompangnya.



Gambar 2.8 Penampang *Steel Floor Deck*
(Sumber: SNI 03-1729-2002)

2.5 Sambungan

Sambungan merupakan sesuatu hal yang tidak dapat dihindarkan dalam perencanaan struktur baja. Hal ini dikarenakan bentuk struktur bangunan yang begitu kompleks.

Contoh yang dapat kita jumpai di struktur bangunan adalah sambungan antara kolom dan balok. Kegagalan dalam sambungan tersebut dapat mengakibatkan perubahan fungsi struktur bangunan tersebut, dan yang paling berbahaya adalah keruntuhan pada struktur tersebut. Sehingga untuk mencegah hal tersebut maka kekakuan sambungan antara balok dan kolom tersebut harus baik.

Sambungan berdasarkan atas kemampuan tahanan terhadap perputaran yang dibagi 2 type yaitu:

1. *Type Fully Restrained* (FR) yaitu penahan penuh atau *rigid*/ kaku mempunyai tahanan yang kaku dan tidak dapat berputar
2. *Type partially Restrained* (PR) yaitu penahanan tidak penuh, tidak cukup *rigid* untuk mempertahankan sudut akibat beban.

Pada kenyataannya bahwa tidak ada sambungan yang benar- benar kaku/ *rigid* sempurna atau *flexible* sempurna. Sehingga sambungan dapat diklasifikasikan:

1. *Simple connection* (sambungan sendi)
 - Sambungan dapat memberikan perputaran pada ujung balok secara bebas
 - Sambungan tidak boleh mengakibatkan momen lentur terhadap elemen struktur yang disambung
 - Detail sambungan harus mempunyai kapasitas rotasi yang cukup
 - Dapat memikul gaya reaksi yang bekerja
2. *Semi- rigid connetion* (antara *simple* dan *rigid*)
 - Sambunga tidak memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut antara elemen yang disambung
 - Dianggap mempunyai kapasitas yang cukup untuk memberikan tahanan yang dapat diukur terhadap perubahan sudut tersebut
 - Tingkat kapasitas tersebut terhadap beban yang bekerja ditetapkan berdasarkan percobaan

3. *Rigid Connection*

- Sambungan dianggap memiliki kekakuan yang cukup untuk mempertahankan sudut diantara elemen- elemen yang disambung.

2.6 Pondasi

Pondasi adalah struktur bagian bawah bangunan yang berhubungan langsung dengan tanah dan suatu bagian dari konstruksi yang berfungsi menahan gaya beban diatasnya. Pondasi dibuat menjadi satu kesatuan dasar bangunan yang kuat yang terdapat dibawah konstruksi. Pondasi dapat didefinisikan sebagai bagian paling bawah dari suatu konstruksi yang kuat dan stabil (*solid*).

Dalam perencanaan pondasi untuk suatu struktur dapat digunakan beberapa macam tipe pondasi. Pemilihan pondasi berdasarkan fungsi bangunan atas (*upper structure*) yang akan dipikul oleh pondasi tersebut, besarnya beban dan beratnya bangunan atas, keadaan tanah dimana bangunan tersebut didirikan dan berdasarkan tinjauan dari segi ekonomi.

Semua konstruksi yang direncanakan, keberadaan pondasi sangat penting mengingat pondasi merupakan bagian terbawah dari bangunan yang berfungsi mendukung bangunan serta seluruh beban bangunan tersebut dan meneruskan beban bangunan itu, baik beban mati, beban hidup dan beban gempa ke tanah atau batuan yang berada dibawahnya. Bentuk pondasi tergantung dari macam bangunan yang akan dibangun dan keadaan tanah tempat pondasi tersebut akan diletakkan, biasanya pondasi diletakkan pada tanah yang keras.

Pondasi bangunan biasanya dibedakan atas dua bagian yaitu pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*), tergantung dari letak tanah kerasnya dan perbandingan kedalaman dengan lebar pondasi. Pondasi dangkal kedalamannya kurang atau sama dengan lebar pondasi ($D \leq B$) dan dapat digunakan jika lapisan tanah kerasnya terletak dekat

dengan permukaan tanah. Sedangkan pondasi dalam digunakan jika lapisan tanah keras berada jauh dari permukaan tanah.

Pondasi dapat digolongkan berdasarkan kemungkinan besar beban yang harus dipikul oleh pondasi :

1. Pondasi dangkal

Pondasi dangkal disebut juga pondasi langsung, pondasi ini digunakan apabila lapisan tanah pada dasar pondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan terletak tidak dalam (berada relatif dekat dengan permukaan tanah). Beberapa contoh pondasi dangkal adalah sebagai berikut:

- a. Pondasi telapak

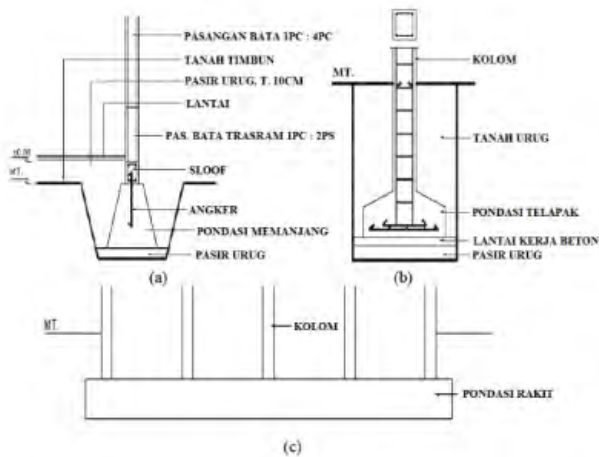
Pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom atau pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah atau sedikit dibawah permukaan tanah. (Gambar 2.9b)

- b. Pondasi memanjang

Pondasi yang digunakan untuk mendukung sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak sisinya akan terhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.9a)

- c. Pondasi rakit (raft foundation)

Pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak atau digunakan bila susunan kolom- kolom jaraknya sedemikian dekat disemua arahnya, sehingga bila menggunakan pondasi telapak, sisi- sisinya berhimpit satu sama lainnya. (Gambar 2.9c)



Gambar 2.9 Jenis Pondasi Dangkal
(Suyono Sostrodarsono, Kazuo Nakazawa.1984)

2. Pondasi dalam

Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, Pondasi dalam adalah pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang terletak jauh dari permukaan, seperti :

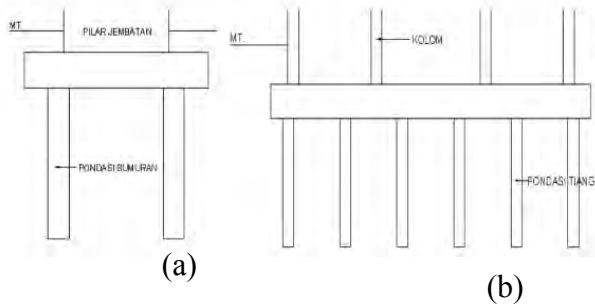
a. Pondasi sumuran (*pier foundation*)

Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam, dimana pondasi sumuran nilai kedalaman (D_f) dibagi lebar (B) lebih kecil atau sama dengan 4, sedangkan pondasi dangkal $D_f/B \leq 1$. (Gambar 2.2d)

b. Pondasi tiang (*pile foundation*)

Pondasi tiang digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya dan tanah kerasnya terletak pada kedalaman yang sangat dalam. Pondasi tiang

umumnya berdiameter lebih kecil dan lebih panjang dibanding dengan pondasi sumuran. (Gambar 2.2e)



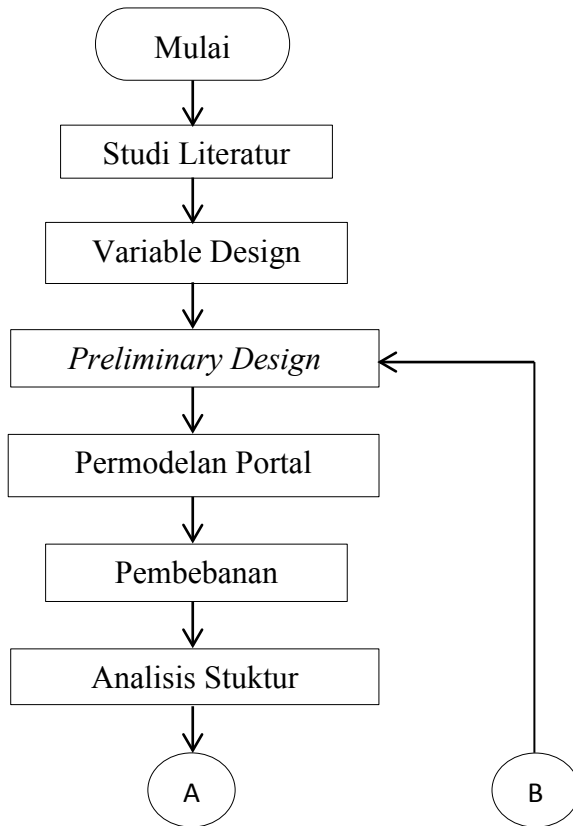
Gambar 2.10 Jenis Pondasi Dalam
(Suyono Sostrodarsono, Kazuo Nakazawa.1984)

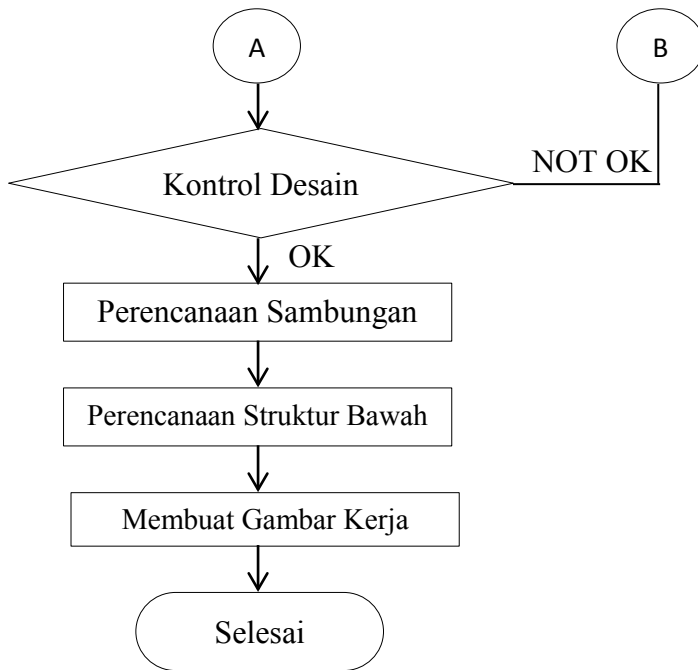
Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB III METODOLOGI

3.1 Langkah- Langkah Perencanaan Struktur Gedung Kampus UNESA

Dalam tugas akhir ini akan membahas tentang perencanaan struktur bangunan baja dengan menggunakan sistem *Eccentrically Braced Frames* (EBF). Urutan pekerjaan dilakukan dengan tahapan- tahapan sebagai berikut:





Gambar 3.1 Alur Perencanaan Struktur Baja

3.2 Studi Literatur

Dalam perencanaan struktur bangunan baja ini digunakan peraturan yang tercantum pada beberapa literatur yaitu:

1. Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1729-2002)
2. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2013)
3. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Rumah Dan Gedung (SNI 03-1726-2012)
4. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983)

3.3 Variabel Design

Pada tugas akhir ini struktur atas direncanakan menggunakan struktur baja dengan sistem *Eccentrically Braced Frame* (EBF) dan struktur bawahnya menggunakan pondasi tiang pancang. Pada permodelan struktur baja direncanakan sistem rangka baja K-Split EBF, hal ini dipilih karena memiliki geometri yang simetris sehingga terhindar dari masalah *full moment connection* pada kolom.

3.4 Preliminary Design

Struktur yang akan direncanakan adalah struktur bangunan baja dengan sistem EBF yang akan dianalisa gaya dalamnya menggunakan program SAP 2000. Berikut data spesifikasi struktur yang direncanakan:

- Nama Gedung : Gedung Kampus Unesa
- Lokasi Rencana : Padang
- Fungsi : Perkantoran
- Struktur Utama : Baja
- Sistem Struktur : *Eccentrically Braced Frame* (EBF)
- Jumlah Lantai : 13 Lantai
- Rencana Pondasi : Tiang Pancang

Data Material

- Profil Kolom : Profil KC (BJ 41)
: $f_y = 250 \text{ Mpa}$; $f_u = 410 \text{ Mpa}$
- Profil Balok : Profil WF (BJ 41)
: $f_y = 250 \text{ Mpa}$; $f_u = 410 \text{ Mpa}$
- Profil Bracing : Profil WF (BJ 41)
: $f_y = 250 \text{ Mpa}$; $f_u = 410 \text{ Mpa}$
- Data tanah : Data tanah yang digunakan berdasarkan nilai SPT, dipakai untuk merencanakan pondasi.

3.5 Analisis Pembebanan

Dalam melakukan perencanaan struktur bangunan harus memperhatikan beban- beban yang akan terjadi pada bangunan tersebut. Sehingga diperlukannya suatu pendekatan dengan asumsi yang mendekati keadaan yang sesungguhnya.

3.5.1 Beban Mati

Beban mati adalah berat dari semua bagian dari suatu gedung yang bersifat tetap berupa balok, kolom, dinding dan juga termasuk segala unsur tambahan finishing, mesin- mesin serta peralatan- peralatan tetap yang merupakan bagian yang tidak terpisahkan dari gedung tersebut.

Tabel 3.1 Berat Sendiri Bangunan Dan Komponen Gedung

Nama bahan bangunan dan komponen gedung	Berat sendiri
Bahan bangunan	
Baja	7850 kg/m ³
Beton	2200 kg/m ³
Beton bertulang	2400 kg/m ³
Komponen gedung	
Adukan per cm tebal dari semen	21 kg/m ²
Aspal, per cm tebal	14 kg/m ²
Dinding setengah bata	250 kg/m ²
Plafond	11 kg/m ²
Penggantung langit – langit	7 kg/m ²
Penutup lantai tanpa adukan per cm tebal	24 g/m ²

(Sumber: PPIUG 1983)

3.5.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung. Beban ini tergantung oleh peruntukan gedung yang direncanakan. Beban hidup dapat menimbulkan lendutan pada struktur, sehingga harus diperlukan keamanan dalam pendesainannya. Beban hidup ini mencakup beban

peluang untuk berat manusia, perabot partisi yang dapat dipindahkan, lemari, perlengkapan mekanis dll (Schueller,1998).

Tabel 3.2 Beban Hidup Pada Lantai Bangunan Gedung

No	Keterangan	Beban hidup (kg/m ²)
a.	Lantai dan tangga rumah tinggal	200
b.	Lantai dan tangga rumah tinggal sederhana dan gudang tidak penting yang bukan untuk toko, pabrik, atau bengkel.	125
c.	Lantai ruang olah raga, perpustakaan, ruang arsip pabrik , bengkel, gudang, took buku, took besi, dan ruang mesin	400

(Sumber: PPIUG 1983)

3.5.3 Beban Angin

Beban angin ditentukan dengan menganggap adanya angin tekan dan angina hisap, yang bekerja tegak lurus pada bidang-bidang yang ditinjau. Besarnya beban akibat angin dinyatakan dalam kg/m². (PPIUG 1983 Ps. 4.2).

- Tekanan tiup harus diambil minimum 25 kg/m²
- Tekanan tiup dilaut dan ditepi laut sejauh 5 km dari pantai harus diambil minimum 40 kg/m²
- Untuk daerah-daerah di dekat laut dan daerah-daerah lain tertentu, dimana terdapat kecepatan- kecepatan angina yang mungkin menghasilkan tekanan tiup yang besar daripada yang ditentukan dalam ketentuan a,b, maka tekanan tiup (p) harus dihitung sebagai berikut:

$$p = \frac{v^2}{16} \text{ kg/m}^2 \quad (3.1)$$

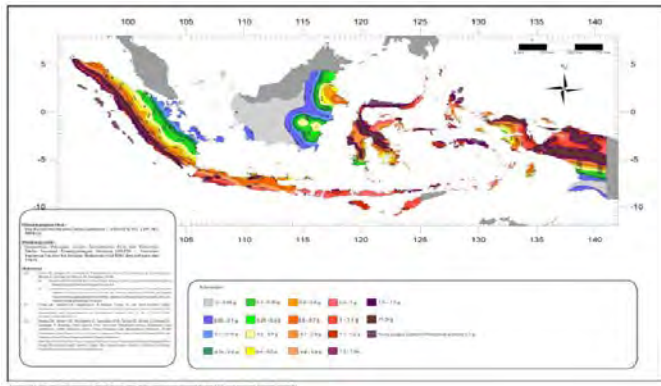
Dimana:

p = tekanan tiup angin kg/m²

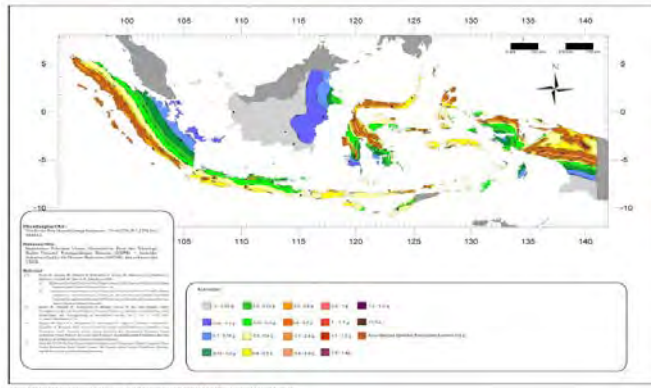
3.5.4 Beban Gempa

Gempa rencana ditetapkan mempunyai periode ulang 2500 tahun, agar probabilitas terjadinya terbatas pada 2% selama umur gedung 50 tahun. Terdapat 2 buah peta wilayah gempa, yaitu untuk gempa dengan periode $T = 0,2$ detik dan gempa dengan periode $T = 1$ detik. Grafik respons spektrum tidak disediakan, melainkan harus direncanakan sendiri menggunakan parameter-parameter percepatan yang dapat dihitung berdasarkan wilayah gempa dan struktur gedung yang dibangun. Langkah-langkah membuat respons spektrum desain adalah sebagai berikut:

- a. Menentukan S_s (diperoleh dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dan $T = 0,2$ detik) dan S_1 (diperoleh dari peta gempa dengan periode ulang 2500 tahun dan $T = 1$ detik)



Gambar 3.2 Peta Spektra 0,2 Detik Untuk Periode Ulang Gempa 2500 Tahun
(Sumber: SNI 03-1726-2012)



Gambar 3.3 Peta Spektra 1 Detik Untuk Periode Ulang
Gempa 2500 Tahun
(Sumber: SNI 03-1726-2012)

- b. Menentukan jenis tanah dan koefisien situs
Setelah jenis tanah ditentukan, dengan nilai S_s dan S_1 yang diperoleh dilangkah awal maka f_a dan f_v akan diperoleh melalui tabel.

Tabel 3.3 Koefisien Situs F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode pendek, $T=0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1$	$S_s \geq 1.25$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1.2	1.2	1.1	1	1
SD	1.6	1.4	1.2	1.1	1
SE	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
SF	SS^b				

CATATAN :

(a) -Untuk nilai-nilai antara S_s dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat Pasal 6.9.1

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

Tabel 3.4 Koefisien Situs F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan pada periode pendek, $T=1,0$ detik, S_1				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
SA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SB	1	1	1	1	1
SC	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
SD	2.4	2	1.8	1.6	1.5
SE	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
SF	SS ^b				

CATATAN :

(a) -Untuk nilai-nilai antara S_1 dapat dilakukan interpolasi linier

(b) SS= Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat Pasal 6.9.1

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

c. Menghitung S_{MS} dan S_{MI}

S_{MS} dan S_{MI} (parameter spektrum respon s percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan perumusan berikut ini:

$$S_{MS} = F_a \cdot S_S \quad (3.2)$$

$$S_{MI} = F_v \cdot S_1 \quad (3.3)$$

d. Menghitung parameter percepatan desain

Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek, S_{DS} dan periode 1 detik S_{DI} harus ditentukan melalui persamaan berikut:

$$S_{DS} = 2/2 S_{MS} \quad (3.4)$$

$$S_{DI} = 2/3 S_{MI} \quad (3.5)$$

e. Spektrum respons desain

- Untuk periode yang lebih kecil dari T_0 , spektrum respons percepatan desain S_a harus diambil dari persamaan:

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (3.6)$$

- Untuk perioda lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan lebih kecil atau sama dengan T_S , spektrum respons percepatan desain, S_a sama dengan S_{DS}
- Untuk perioda lebih besar dari T_S , spektrum respons percepatan desain S_a , diambil berdasarkan persamaan:

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.7)$$

$$T_S = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (3.8)$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (3.9)$$

- Sesuai pasal 5.3, jenis tanah dikelompokkan menjadi 6 bagian, dengan pembagiannya berdasarkan besaran percepatan rambat gelombang geser rata-rata (v_s), nilai hasil test pentrasi standar rata-rata (N), dan kuat geser nilai rata-rata.

Tabel 3.5 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/detik)	N atau N_{60}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40 \%$, dan 3. Kuat geser miralir $\bar{S}_u < 25 kPa$			

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

- Sesuai pasal 4.1.2, menentukan kategori resiko struktur bangunan gedung atau non gedung. Pengaruh gempa rencana harus dikalikan dengan faktor keutamaan.

Tabel 3.6 Kategori Resiko Gedung Dan Struktur Lainnya Untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dengan resiko redah terhadap jiwa manusia	I
Semua gedung lain	II
Gedung dengan resiko tinggi terhadap jiwa manusia	III
Gedung yang ditunjukan untuk fasilitas penting	IV

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

Tabel 3.7 Faktor Keutamaan Gedung

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

f. Kategori Desain Gempa

Sesuai pasal 6.5, struktur harus memiliki suatu kategori desain seismik yang mengikuti pasal ini.

Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek

Nilai S_{DS}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	E

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

Tabel 3.9 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 Detik

Nilai SI	Kategori resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} \leq 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{DS} \leq 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{DS} \leq 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{DS}$	D	D

(Sumber: SNI 03-1726-2012)

- g. Gaya geser dasar gempa dan beban lateral gempa
 Sesuai pasal 7.8, gaya dasar seismik V dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V = C_s \cdot W \quad (3.10)$$

Keterangan:

C_s = koefisien respons seismik

W = koefisien respons seismik

Koefisien respons seismik, C_s harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.11)$$

Nilai C_s yang dihitung diatas tidak boleh melebihi berikut ini:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(T \frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.12)$$

C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01 \quad (3.13)$$

Untuk struktur yang berlokasi di S_1 sama dengan atau lebih besar dari 0,6g, maka C_s harus tidak kurang dari

$$C_s = \frac{0,5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.14)$$

Keterangan:

C_{DS} = parameter percepatan spektrum respons desain dalam rentang perioda pendek

C_{D1} = parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda 1 detik

S_1 = parameter percepatan spektrum respons maksimum yang dipetakan

T = perioda struktur dasar (detik)

R = faktor modifikasi respons

I_e = faktor keutamaan hunian

Sesuai pasal 7.8.3 gaya gempa lateral yang timbul di semua tingkat harus ditentukan dari persamaan berikut:

$$F_x = C_{vx} V$$

dan

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (3.15)$$

Keterangan:

C_{vx} = faktor distribusi vertikal

V = gaya lateral desain total

w_i dan w_x = bagian berat seismik efektif total struktur yang ditempatkan atau dikenakan pada tingkat i atau x

h_i dan h_x = perioda struktur dasar (detik)

R = tinggi dari dasar sampai tingkat i atau x

k = eksponen yang terkait dengan perioda struktur

Sesuai pasal 7.8.4 gaya tingkat desain gempa di semua tingkat harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$$V_x = \sum_{i=x}^N F_i \quad (3.16)$$

Keterangan:

F_i = bagian dari gaya geser dasar seismik yang timbul di tingkat i

3.5.5 Kombinasi Pembebanan

Kombinasi pembebanan sesuai dengan SNI 03-1729-2001 dengan kombinasi sebagai berikut:

$$1. 1,4D \quad (3.17)$$

$$2. 1,2D + 1,6L + 0,5 (La \text{ atau } H) \quad (3.18)$$

$$3. 1,2D + 1,6 (La \text{ atau } H) + (\gamma_L L \text{ atau } 0,8 W) \quad (3.19)$$

$$4. 1,2D + 1,3W + \gamma_L L + 0,5 (La \text{ atau } H) \quad (3.20)$$

$$5. 1,2D + 1,0E + \gamma_L L \quad (3.21)$$

$$6. 0,9D - 1,0E + \gamma_L L \quad (3.22)$$

3.6 Konsep Perencanaan Struktur Baja

3.6.1 Desain Balok

Pada elemen balok bekerja gaya lentur dan gaya geser. Kapasitas lentur dan gaya geser harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

$$\phi_m M_n > M_u \quad (3.23)$$

$$\phi_s V_n > V_u \quad (3.24)$$

Dengan ϕ_m adalah faktor reduksi lentur dan ϕ_s adalah faktor reduksi geser yang nilainya sebesar 0,9. Pada perencanaan elemen balok, gaya- gaya luar yang bekerja diperbesar dengan 1,1 kali dan nilainya harus lebih besar atau sama dengan 1,1 Ry Vn.e/2 (untuk lentur) dan 1,1 Ry Vn (untuk geser). Nilai geser dan momen (Vu dan Mu) untuk perencanaan balok diambil dari nilai yang terbesar dari persamaan- persamaan tersebut.

Pada perencanaan elemen balok harus dilakukan pengecekan terhadap hal- hal sebagai berikut:

- a. Cek terhadap kelangsingan penampang sayap (*flange*):

- Penampang kompak

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} \leq \lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} \quad (3.25)$$

- Penampang tidak kompak

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \quad (3.26)$$

$$\lambda_r = \frac{370}{\sqrt{fy - fr}} \quad (3.27)$$

badan (*web*):

- Penampang kompak

$$\lambda = \frac{h-2(tf+r)}{tw} \leq \lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} \quad (3.28)$$

- Penampang tidak kompak

$$\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \quad (3.29)$$

$$\lambda_r = \frac{2550}{\sqrt{fy-fr}} \quad (3.30)$$

Jika $\lambda > \lambda_r$, maka penampang termasuk penampang langsing, dimana:

λ = faktor kelangsingan penampang

C = batas kelangsingan untuk penampang kompak

h = tinggi penampang

bf = lebar sayap

tw = tebal badan

tf = tebal sayap

fy = tegangan leleh baja

r = jari-jari kelengkungan

λ_r = batas kelangsingan untuk penampang non kompak

fr = tegangan residu, untuk penampang buatan pabrik 70 Mpa dan jika penampang buatan dilas 115 Mpa

b. Cek terhadap kapasitas lentur penampang

- Penampang kompak

$$M_n = M_p \quad (3.31)$$

$$M_p = 1,12 \cdot Sx \cdot fy \quad (3.32)$$

- Penampang tidak kompak

$$M_n = M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{\lambda_r - \lambda}{\lambda_r - \lambda_r} \right) \quad (3.33)$$

$$M_p = 1,12 \cdot Sx \cdot fy \quad (3.34)$$

- Untuk Penampang langsing

$$M_n = M_r \left(\frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 \quad (3.35)$$

Secara umum harus dipenuhi persamaan:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.36)$$

Keterangan:

M_n = momen nominal

M_r = momen batas tekuk

c. Cek terhadap tekuk torsi lateral

- Bentang pendek

Syarat bentang pendek: $L_b < L_p$

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.37)$$

Kapasitas lentur: $M_n = M_p$

- Bentang menengah

Syarat bentang menengah: $L_p \leq L_b \leq L_r$

$$L_r = \frac{x_1 r_y}{f_y - f_r} \sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 (f_y - f_r)^2}} \quad (3.38)$$

$$x_1 = \frac{\pi}{s_x} \sqrt{\frac{G.J.E.A}{2}} \quad (3.39)$$

$$x_2 = \frac{4.C_w}{I_y} \left(\frac{s_x}{G.J} \right)^2 \quad (3.40)$$

$$C_w = \frac{1}{24} \cdot t_f \cdot b^3 \cdot (h - 2t_f)^2 \quad (3.41)$$

Kapasitas lentur:

$$M_n = C_b \cdot \left[M_p - (M_p - M_r) \cdot \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right] \leq M_p \quad (3.42)$$

$$C_b = \frac{12,5.M_{maks}}{2,5.M_{maks} + 3.M_a + 4.M_b + 3.M_c} \leq M_p \quad (3.43)$$

Keterangan:

C_b = koefisien pengali momen tekuk lateral

M_{maks} = harga absolute momen max pada segmen tanpa pengaku lateral pada sebuah balok (L_b).

L_b = panjang bentang antara dua pengaku lateral

L_p = panjang bentang maksimum untuk balok yang dapat menerima beban plastis

L_r = panjang bentang minimum balok yang kekuatannya mulai ditentukan oleh momen kritis tekuk torsi lateral

M_A = momen pada $\frac{1}{4}$ bentang L_b

- M_B = momen pada $\frac{1}{2}$ bentang L_b
 M_C = momen pada $\frac{3}{4}$ bentang L_b
 E = Modulus elastisitas baja
 r_y = jari-jari girasi terhadap sumbu y (sumbu lemah)
 G = Modulus geser baja
 J = konstanta punter torsi
 x_1, x_2 = koefisien perhitungan momen tekuk torsi lateral
 C_w = kostanta warping penampang

- Bentang panjang

Syarat bentang panjang: $L_b > L_r$

Kapasitas lentur: $M_n = M_{cr} \leq M_p$

$$M_{cr} = C_b \cdot \frac{\pi}{L_b} \cdot \sqrt{G \cdot J \cdot E \cdot I_y} \cdot \sqrt{1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{G \cdot J \cdot L_b^2}} \quad (3.44)$$

Keterangan:

M_{cr} = momen kritis terhadap tekuk lateral

d. Cek nominal geser

Kuat geser balok tergantung perbandingan antara tinggi bersih pelat badan (h) dengan tebal pelat badan (t_w)

- Pelat badan leleh (Plastis)

$$1,1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \quad (3.45)$$

Sehingga,

$$V_n = 0,69 \cdot f_y \cdot A_w \quad (3.46)$$

- Pelat badan menekuk inelastic (*Inelastic Buckling*)

$$1,1 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1,37 \sqrt{\frac{k_n E}{f_y}} \quad (3.47)$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} \quad (3.48)$$

Sehingga,

$$V_n = 0,9 \frac{k_n E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \quad (3.49)$$

Kontrol kuat geser rencana:

$$V_u \leq \phi V_n \rightarrow \phi = 0,9 \quad (3.50)$$

Keterangan:

V_n = kapasitas nominal geser penampang

V_u = kapasitas geser perlu

A_w = luas pelat badan ($A_w = d \cdot t_w$)

a = jarak pengaku vertikal plat badan

h = tinggi penampang

e. Kontrol kuat tarik

- Kuat leleh

$$P_n \leq f_y A_g \quad (3.51)$$

$$P_u \leq \phi P_n, \text{ dimana } \phi = 0,9 \quad (3.52)$$

- Kuat Putus

$$P_n \leq f_u A_g \quad (3.53)$$

$$P_u \leq \phi P_n, \text{ dimana } \phi = 0,7 \quad (3.54)$$

3.6.2 Desain Kolom

Kolom merupakan elemen struktur yang menerima gaya tekan. Kolom menahan beban aksial melalui titik centroid. Komponen struktur yang mengalami gaya tekan konsentris akibat beban terfaktor, N_u harus memenuhi syarat:

$$N_u \leq \phi N_n \rightarrow \phi = 0,85 \quad (3.55)$$

$$N_n = A_g \cdot f_{cr} = A_g \cdot \frac{f_y}{\omega} \quad (3.56)$$

- Kontrol elemen penampang sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf}; \lambda_p = \frac{250}{\sqrt{fy}} \quad (3.57)$$

$\lambda < \lambda_r \rightarrow$ penampang tidak langsing

$\lambda < \lambda_r \rightarrow$ penampang langsing

- Kontrol elemen penampang Badan

$$\lambda = \frac{h}{tw}; \lambda_p = \frac{665}{\sqrt{fy}} \quad (3.58)$$

$\lambda < \lambda_r \rightarrow$ penampang tidak langsing

$\lambda < \lambda_r \rightarrow$ penampang langsing

- Kelangsingan komponen struktur

- Kelangsingan elemen penampang $< \lambda_r$

- Kelangsingan komponen struktur tekan

$$\lambda_r = \frac{L_k}{i} \leq 200 \rightarrow L_k = k_c \cdot L \quad (3.59)$$

- Cek terhadap tekuk lentur

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (3.60)$$

- Ketentuan untuk nilai λ_c

Tabel 3.10 Mencari Nilai ω

$\lambda_c \leq 0,25$	$\omega = 1$
$0,25 \leq \lambda_c \leq 1,2$	$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c}$
$\lambda_c \geq 0,25$	$\omega = 1,25\lambda_c^2$

(Sumber: SNI-03-1729-2002)

- Perbandingan kekakuan kolom terhadap kekakuan penahan ujung ujungnya (kekakuan baloknya)

$$G = \frac{\Sigma\left(\frac{I}{L}\right)_c}{\Sigma\left(\frac{I}{L}\right)_b} \quad (3.61)$$

Keterangan:

Ic = Momen inersia kolom

Lc = Panjang kolom

Ib = Momen inersia balok

Lb = Panjang balok

Ketentuan:

- kolom dengan perletakan sendi (tidak kaku) $G \geq 10$
- kolom dengan perletakan jepit (kaku) $G \geq 1$
- untuk batang tekan dalam struktur segitiga, Lk tidak boleh diambil kurang dari panjang toritis batang.
- Angka kelangsingan untuk batang tekan dibatasi sebesar 200

3.6.3 Desain Balok- Kolom

- Persamaan interaksi antara gaya normal tekan dan lentur:

- Momen lentur dominan

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0,20 \rightarrow \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,00 \quad (3.62)$$

- Gaya aksial dominan

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0,20 \rightarrow \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,00 \quad (3.63)$$

Keterangan:

P_u = Gaya normal tekan akibat beban terfaktor

M_{ux} dan M_{uy} = Momen lentur (amplifikasi) terhadap sumbu x dan sumbu y

P_n = Kekuatan nominal tekan

M_{nx} dan M_{ny} = Kekuatan nominal lentur terhadap sumbu x dan sumbu y

$\phi_c = 0,85$ faktor reduksi untuk kuat tekan

$\phi_b = 0,90$ faktor reduksi untuk kuat lentur

- Amplifikasi momen

- Amplifikasi momen untuk elemen tidak bergoyang

$$M_u = \delta_b \cdot M_{ntu} \quad (3.64)$$

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{crb}} \right)} \geq 1,00 \quad (3.65)$$

$$C_m = 0,6 - 0,4\beta \leq 1,0 \rightarrow \beta = \frac{M_1}{M_2} \quad (3.66)$$

- Amplifikasi momen untuk elemen bergoyang

$$M_u = \delta_b \cdot M_{nt} + \delta_s \cdot M_{lt} \quad (3.67)$$




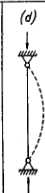


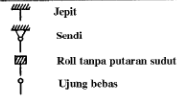
$$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{\sum N_u}{\sum N_{crs}} \right)} \quad (3.68)$$

$$N_{crb} = N_{crs} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} A_g \quad (3.69)$$

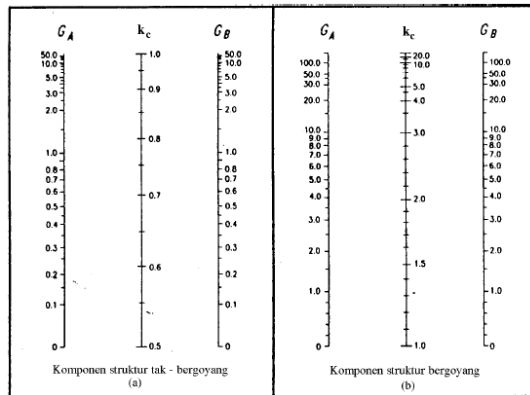
Keterangan:

M_{ntu} = momen berfaktor pada analisa orde pertama yang diakibatkan oleh beban tidak menimbulkan goyangan (beban gravitasi)

- δ_b = Faktor amplifikasi, untuk memasukan pengaruh P- δ
 N_u = Gaya tekan berfaktor
 N_{crb} = Gaya tekan kritis Euler untuk elemen tidak bergoyang (k-untuk tidak bergoyang)
 C_m = 1; elemen dengan ujung-ujung sederhana
 C_m = 0,85; elemen dengan ujung-ujung kaku
 M_{lt} = momen berfaktor pada analisa orde pertama yang diakibatkan beban yang menimbulkan pergoyangan (beban lateral)
 δ_s = Faktor amplifikasi, untuk memasukan pengaruh P- Δ
 ΣN_u = jumlah gaya tekan berfaktor seluruh kolom dalam satu tingkat yang ditinjau
 ΣN_{crs} = jumlah gaya kritis Euler untuk element bergoyang, (k-bergoyang) dalam satu tingkat yang ditinjau

Garis terputus menunjukkan diagram kolom tertekuk	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Nilai k , teoritis	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Nilai k , yang dianjurkan untuk kolom yang mendekati kondisi ideal	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Kode ujung						

Gambar 3.4 Nilai k_c Untuk Kolom Dengan Ujung-Ujung Ideal
 (Sumber: SNI-03-1729-2002)



Gambar 3.5 Nilai k_c Untuk Komponen Struktur (A) Tidak Bergoyang (B) Bergoyang
(Sumber: SNI-03-1729-2002)

3.6.4 Desain Elemen *Link*

3.6.4.1 Kuat Elemen *Link Beam*

Kekuatan (geser dan lentur) batas pada elemen link ditentukan dengan persamaan berikut:

$$M_p = Z_x \cdot f_y \quad (3.70)$$

$$V_p = 0,6 f_y (h - 2t_f) t_w \quad (3.71)$$

Keterangan:

M_p = Momen plastis penampang

Z_x = Modulus plastis penampang

f_y = Tegangan leleh penampang

V_p = Gaya geser plastis penampang

h = Tinggi penampang

t_f = Tebal *flens*

t_w = Tebal *web*

Kuat geser rencana link, ϕV_n harus lebih besar daripada V_u dengan:

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil diantara V_p atau $2M_p/e$

ϕ_v = Faktor reduksi geser 0,9

e = Panjang *link*

$$\phi_v V_n = 0,6 \phi f_y (h - 2t_f) t_w \quad (3.72)$$

$$M_n = M_p \quad (3.73)$$

$$\phi M_n = M_u \quad (3.74)$$

$$\phi V_n = V_u \quad (3.75)$$

Keterangan:

M_n = Momen lentur rencana link

M_u = Momen lentur perlu

ϕ = faktor reduksi lentur 0,9

3.6.4.2 Panjang Elemen *Link Beam*

Ketentuan mengenai panjang link (e) adalah sebagai berikut:

Link geser (short links):

$$e \leq \frac{1,6M_p}{V_p} \quad (3.76)$$

Link medium (intermediate links):

$$\frac{1,6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2,6M_p}{V_p} \quad (3.77)$$

Link lentur (short links):

$$e \geq \frac{2,6M_p}{V_p} \quad (3.78)$$

3.6.4.3 Sudut Rotasi *Link Beam*

Sudut rotasi link beam seharusnya tidak melebihi nilai berikut:

- 0,08 radian untuk panjang *link* $e \leq 1,6M_p/V_p$
- 0,02 radian untuk panjang *link* $e \geq 2,6M_p/V_p$
- Interpolasi linier antara 0,08-0,02 radian jika panjang *link* $1,6M_p/V_p \leq e \leq 2,6M_p/V_p$

3.7 Sambungan

Perencanaan sambungan dalam Tugas Akhir ini berdasarkan SNI 03-1729-2002

- Sambungan baut

Kuat geser:

$$V_d = \phi_f \cdot V_n = \phi_f \cdot r_1 \cdot f_u^b \cdot A_b \quad (3.79)$$

Kuat tumpu:

$$R_d = \phi_f \cdot V_n = 2,4 \phi_f \cdot d_b \cdot t_r \cdot f_u \quad (3.80)$$

“Dari nilai V_d dan R_d dipilih nilai terkeci”

Jumlah baut (n):

$$n = \frac{V_u}{\phi R_n} \quad (3.81)$$

Dimana:

ϕ_f = Faktor reduksi kekuatan fraktur (0,85)

r_1 = 0,5 untuk baut tanpa ulir pada bidang geser

= 0,4 untuk baut ada ulir pada bidang geser

f_u^b = Tegangan tarik putus baut

A_b = Luas bruto penampang baut

f_u = Tegangan tarik putus yang terendah dari baut dan pelat

t_p = Tebal tertipis pelat

- Kontrol jarak baut

Jarak tepi minimum = 1,5 db

Jarak tepi maksimum = $(4t_p + 100 \text{ mm})$ atau 200 mm

Jarak minimum antar baut = 3 db

Jarak maksimum antar baut = 15 tp atau 200 mm

Kontrol kekuatan pelat:

$$\phi P_n = 0,75 \times 0,6 \times A_n v \quad (3.82)$$

$$\phi P_n > V_n \quad (3.83)$$

3.8 Pondasi

Pada umumnya tiang- tiang dalam fungsinya menahan beban lateral melalui sebuah poer. Poer ini sebagai penggabung dari tiang- tiang individu menjadi satu kelompok tiang dan sekaligus sebagai penyalur beban pada setiap tiang. Pada suatu perencanaan, poer dianggap kaku sehingga distribusi beban-beban luar yang melalui poer ke setiap tiang dapat dianggap linear.

3.8.1 Perencanaan Tiang Pancang

Perencanaan struktur tiang pondasi menggunakan pondasi tiang pancang. Data tanah yang digunakan berdasarkan hasil dari SPT. Secara umum daya dukung tiang yang berdiri sendiri dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_{ult} = Q_e + Q_f - W \quad (3.84)$$

Dimana:

Q_{ult} = *Ultimate pile capacity*

Q_e = *End- bearing capacity*

Q_f = *Side friction capacity*

W = Berat tiang

Besarnya Q_e dapat ditentukan dngan menggunakan teori daya dukung sebagai berikut:

$$Q_e = \Delta(CN_c + \sigma_v N_q + 0,5 \gamma DN\gamma) \quad (3.85)$$

Dimana:

Δ = Luas dasar penampang tiang

c = kohesi

σ_v = Tegangan vertikal tanah pada dasar tiang

γ = Berat volume tanah

D = Diameter tiang

$N_c, N_q, N\gamma$ = Faktor- faktor daya dukung

Sedangkan besarnya Q_f menggunakan rumus:

$$Q_f = \int_0^L \phi \tau_a dz = \int_0^L \phi (Ca + k\sigma_v tg\phi_a) dz \quad (3.86)$$

Dimana:

τ_a = Kekuatan geser tanah

Ca = Kekuatan tekanan tanah

σ_n = Tegangan normal antara tiang dan tanah

ϕ_a = Sudut geser antara tiang dan tanah

sehingga kapasitas daya dukung tiang berdiri sendiri adalah:

$$Q_{ult} = \Delta(CN_c + \sigma_v N_q + 0,5 \gamma DN\gamma) + \int_0^L \phi (Ca + k\sigma_v tg\phi_a) dz - W \quad (3.87)$$

Pondasi tiang yang berdiri sendiri akan memikul sepenuhnya beban- beban yang bekerja padanya. Sedangkan untuk pondasi kelompok tiang tidak demikian halnya.

Sehubungan dengan bidang keruntuhan di daerah ujung dari masing- masing tiang yang tergabung dalam kelompok tiang saling overlap, maka efisiensi dari daya dukung satu tiang akan menurun di dalam kelompok tiang.

Perumusan efisiensi kelompok yang dipakai dengan menggunakan persamaan konversi Labarre:

$$E_k = 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right] \quad (3.88)$$

Dimana:

m = Jumlah tiang dalam baris

n = Jumlah tiang dalam kolom

θ = Arc tg D/s (dalam derajat)

D = Diameter tiang

s = jarak antara pusat ke pusat tiang

Perkiraan jumlah tiang pancang:

$$n = \frac{\Sigma P}{P_{ijin}} \quad (3.89)$$

Syarat: $P_{max} < P_{ijin}$

$$P_{max} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_y \cdot x_{max}}{\Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot y_{max}}{\Sigma y^2} > P_{ijin} \quad (3.90)$$

$$P_{min} = \frac{\Sigma P}{n} - \frac{M_y \cdot x_{max}}{\Sigma x^2} - \frac{M_x \cdot y_{max}}{\Sigma y^2} > 0 \quad (3.91)$$

Dimana:

n = Jumlah tiang pancang

M_x = Momen yang bekerja pada arah X

M_y = Momen yang bekerja pada arah Y

X_{max} = Jarak terjauh as tiang pancang terhadap sumbu X

Y_{max} = Jarak terjauh as tiang pancang terhadap sumbu y

Σx^2 = Jumlah kuadrat jarak as tiang terhadap sumbu X

Σy^2 = Jumlah kuadrat jarak as tiang terhadap sumbu y

Untuk perhitungan jarak tiang ditentukan dengan persyaratan:

- Untuk jarak as ke as tiang pancang

$$2D < S < 2,5D \quad (3.92)$$

- Untuk jarak as tiang pancang ke tepi poer

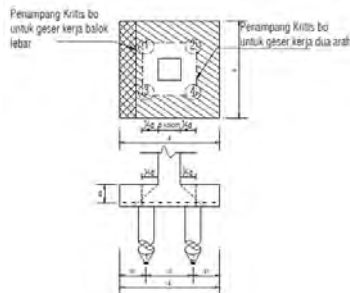
$$1,5D < S_1 < 2D \quad (3.93)$$

3.8.2 Perencanaan Poer

- Kontrol tebal minimum poer
Menurut SNI 03-2847-2013 tebal pondasi tapak diatas tulangan bawah tidak boleh kurang dari 150 mm untuk pondasi diatas tanah, atau kurang dari 300 mm untuk pondasi tapak (*footing*) diatas tiang pondasi.
- Kontrol geser pons pada pile cap akibat beban kolom
Kekuatan geser pondasi di sekitar kolom atau dinding yang dipikulnya harus ditentukan menurut mana yang lebih menentukan dari 2 (dua) kondisi tinjauan, baik sebagai kerja balok lebar satu arah maupun sebagai kerja dua arah.

Dengan kerja balok lebar, pondasi dianggap sebagai balok lebar dengan penampang kritis pada lebar sepenuhnya. Biasanya kondisi ini jarang menentukan dalam desain. Kerja dua arah pada pondasi dimaksudkan untuk memeriksa kekuatan geser pons.

Penampang kritis untuk geser pons ini terletak pada sepanjang lintasan yang terletak sejauh $\frac{1}{2}d$ dari muka kolom yang dipikul pondasi. Gambar 3.6 menjelaskan cara menentukan penampang kritis, baik pada asumsi kerja lebar balok maupun dua arah.



Gambar 3.6 Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Beban Kolom

- Kontrol geser satu arah

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.94)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (3.95)$$

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.96)$$

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (3.97)$$

- Kontrol geser dua arah

Kuat geser yang disumbangkan beton diambil yang terkecil

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.98)$$

$$V_c = 0,17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_o d \quad (3.99)$$

$$V_c = 0,083\left(\frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_o d \quad (3.100)$$

$$V_c = 0,33\lambda\sqrt{f'_c}b_o d \quad (3.101)$$

Keterangan:

Bc = Rasio sisi panjang terhadap sisi pendek penampang kolom

α = 40 untuk kolom dalam

= 30 untuk kolom tepi

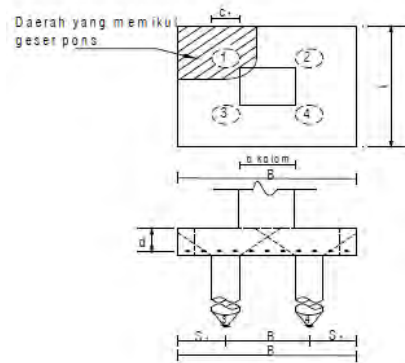
= 20 untuk kolom sudut

B0 = Parameter penampang kritis

d = Tinggi manfaat pelat

- Kontrol geser pons pada poer akibat beban aksial dari tiang pancang

Kekuatan geser pondasi di daerah sekitar tiang pancang yang dipikul harus ditentukan dengan kerja dua arah pada pelat pondasi. Penampang kritis untuk geser pons ini terletak pada sepanjang lintasan yang terletak sejauh $\frac{1}{2}d$ dari muka tiang pancang, yang mengelilingi tiang pancang yang dipikul oleh pelat pondasi. Untuk mencapai kondisi kerja balok dua arah, maka syarat jarak tiang pancang ke tepi harus lebih besar dari 1,5 kali diameter tiang pancang tersebut. Gambar 3.7 menjelaskan cara menentukan penampang kritis akibat aksial tiang pancang pada asumsi kerja dua arah.



Gambar 3.7 Kontrol Geser Pons Pada Poer Akibat Tiang Pancang

Kuat geser yang disumbangkan beton:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (3.102)$$

Dimana V_c diambil nilai terkecil dari persamaan:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.103)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.104)$$

$$V_c = 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} b_o d \quad (3.105)$$

3.9 Menyusun Gambar Rencana

Hasil perhitungan struktur atas (plat, balok, kolom dan link) dan struktur bawah dituangkan ke dalam gambar rencana. Gambar rencana dibuat dengan software Autocad.

BAB IV

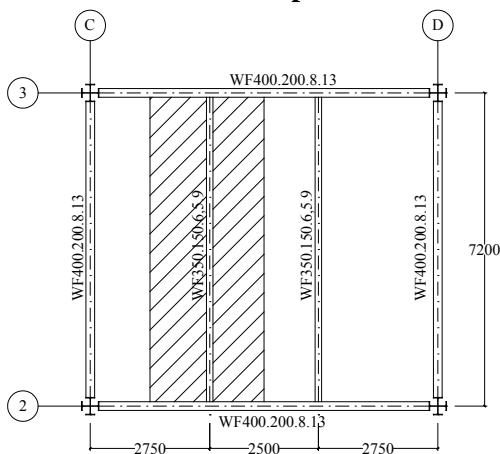
Perencanaan Struktur Sekunder

4.1 Perencanaan Pelat Lantai

Perencanaan lantai yang ada pada gedung ini menggunakan Bondex dengan table perencanaan praktis yang ada dari PT BRC LYSAGHT INDONESIA. Struktur lantai direncanakan dengan menggunakan satu baris penyangga (one row props) selama proses pengerasan pelat beton. Spesifikasi yang digunakan adalah sebagai berikut :

- Bondex Menggunakan Tebal 0,75 mm
- Beton menggunakan mutu K-225 kg/cm²

4.1.1 Perencanaan Pelat Lantai Atap



Gambar 4.1 Denah Pelat Lantai Atap

Beban Mati :

- | | |
|-------------------------------------|--------------------------|
| - Berat aspal 2 cm 2 x 14 | = 28 kg/m ² |
| - Berat plafon + penggantung 11 + 7 | = 18 kg/m ² |
| - Berat ducting dan plumbing | = 10 kg/m ² + |
| q_{Dtotal} | = 56 kg/m ² |

Beban Hidup :

- Lantai atap $q_{L\text{atap}} = 100 \text{ kg/m}^2$

Beban Berguna :

- $Q_u = q_D + q_L$
 $= 56 + 100$
 $= 156 \text{ kg/m}^2 \approx 200 \text{ kg/m}^2$

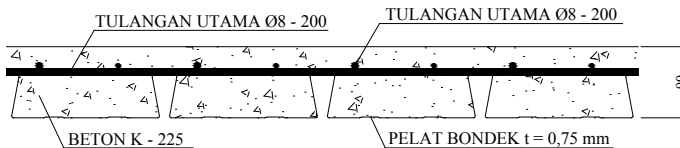
Data-data perencanaan pelat bondex

- Bentang 2,625 m $\approx 2,75 \text{ m}$
- Beban berguna = 200 kg/m²
- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 9 cm, dan tulangan negatif 2,09 cm²/m

Digunakan tulangan Ø 8 ($A_s = 0,503 \text{ cm}^2$)

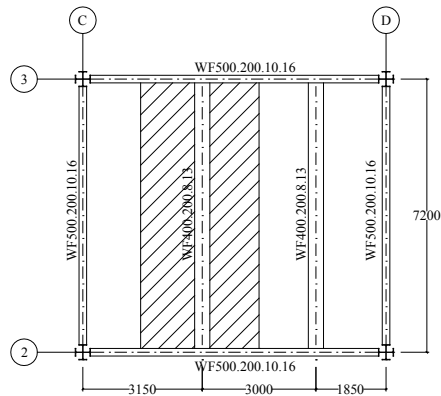
Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

- $n = \frac{2,09}{0,503} = 4,16 \approx 5 \text{ buah}$
- Jarak antar tulangan $s = \frac{1000}{4} = 200 \text{ mm}$
- Jadi dipasang tulangan negatif Ø 8 – 200



Gambar 4.2 Penulangan Pelat Atap

4.1.2 Perencanaan Pelat Lantai Perkantoran



Gambar 4.3 Denah Pelat Lantai Perkantoran

Peraturan pembebanan pada struktur pelat lantai ruangan apartemen ini menggunakan PPIUG 1983.

Beban Mati :

- Berat spesi 2 cm 0,02 x 2200 = 44 kg/m²
 - Berat keramik 1 cm 1 x 24 = 24 kg/m²
 - Berat plafon + penggantung 11 + 7 = 18 kg/m²
 - Berat ducting dan plumbing = 10 kg/m² +
- $$q_{Dtotal} = 96 \text{ kg/m}^2$$

Beban Hidup :

- Lantai apartemen $q_L = 250 \text{ kg/m}^2$

Beban Berguna :

- $Q_u = q_D + q_L = 96 + 250 = 346 \text{ kg/m}^2 \approx 400 \text{ kg/m}^2$

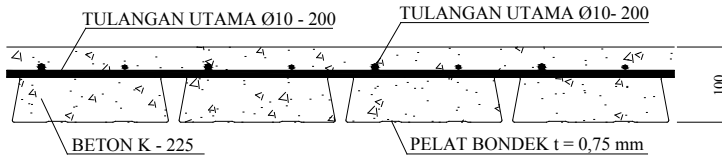
Data-data perencanaan pelat bondek

- Bentang = 3,075 m $\approx 3,25 \text{ m}$
- Beban berguna = 400 kg/m²
- Bentang menerus dengan tulangan negatif, didapatkan tebal pelat 10 cm, dan tulangan negatif 3,84 cm²/m
Digunakan tulangan Ø10 ($A_s = 0,785 \text{ cm}^2$)

Jumlah tulangan yang dibutuhkan tiap meter adalah :

- $n = \frac{3,84}{0,785} = 4,89 = 5 \text{ buah}$

- jarak antar tulangan = $\frac{1000}{5} = 200$ mm
- jadi dipasang tulangan negatif Ø 10 – 200



Gambar 4.4 Penulangan Lantai Perkantoran

4.2 Perencanaan Balok Anak

Fungsi dari balok anak adalah menerima beban dari pelat lantai lalu meneruskan serta membagi beban yang dipikul ke balok induk. Balok anak didesain sebagai struktur sekunder, sehingga didalam perhitungan tidak menerima beban lateral yang diakibatkan oleh gempa.

4.2.1 Balok Anak Lantai Atap

Balok anak yang terletak pada lantai atap direncanakan menggunakan profil WF 300 x 150 x 6,5 x 9, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 300 mm	ix	= 12,4 cm
bf	= 150 mm	iy	= 3,29 cm
tf	= 9 mm	Zx	= 522 cm ³
tw	= 6,5 mm	Zy	= 104 cm ³
A	= 46,78 cm ²	Sx	= 481 cm ³
q	= 36,7 kg/m	Sy	= 67,7 cm ³
Ix	= 7210 cm ⁴	r	= 13 cm
Iy	= 508cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 256 mm

- Gaya Geser:

$$Vu = \frac{1}{2} \cdot qu \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 1414,97 \cdot 7,2$$

$$= 5093,89 \text{ kg}$$

- Kontrol Kuat Momen Lentur

- Pelat sayap:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{150}{2 \cdot 2.9} = 8,33$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = 10,75$$

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan:

$$\frac{h}{tw} = \frac{256}{6,5} = 39,38$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} = 106,25$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = Z_x \times fy$$

$$= 522 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^2$$

$$= 1305000 \text{ kg.cm} = 13050 \text{ kg.m}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral (L_b) = 40 cm

$L_p = 163,777 \text{ cm}$ } Dari Tabel (L_p & L_r)

$L_r = 458,415 \text{ cm}$

$L_b < L_p < L_r \rightarrow$ Bentang Pendek

$$M_{nx} = M_{px} = Z_x \times fy$$

$$= 522 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^2$$

$$= 1305000 \text{ kg.cm} = 13050 \text{ kg.m}$$

$$\begin{aligned}
 M_{ny} = M_{py} &= Z_y \times f_y \\
 &= 104 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 260000 \text{ kg.cm} = 2600 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- Persamaan Interaksi

$$\begin{aligned}
 \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} &\leq 1,0 \\
 \frac{9169,01}{0,9 \cdot 13050} + \frac{0}{0,9 \cdot 2600} &\leq 1,0 \rightarrow 0,78 < 1,0 \rightarrow (\text{OK})
 \end{aligned}$$

- Kontrol Geser

$$\begin{aligned}
 V_u &= 5093,89 \text{ kg} \\
 \frac{h}{tw} &\leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{256}{6,5} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \\
 39,38 &\leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis} \\
 \text{Maka, } V_n &= 0,6 f_y A_w \\
 &= 0,6 \times 2500 \times (30 \times 0,65) = 29250 \text{ kg} \\
 \phi V_n &\geq V_u \\
 \phi V_n &= 0,9 \cdot 29250 \text{ kg} \\
 &= 26325 \text{ kg} > 5093,89 \text{ kg} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

- Lendutan

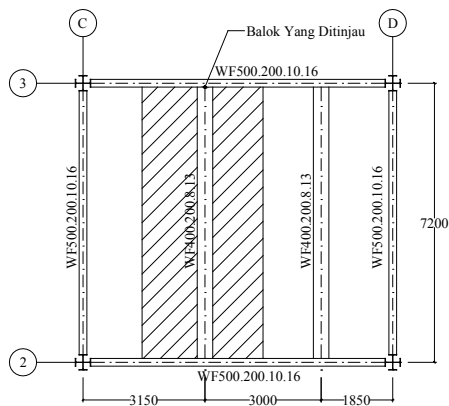
$$\begin{aligned}
 f_{ijin} &= \frac{L}{180} \rightarrow \frac{720}{240} = 3 \text{ cm} \\
 &\text{Lendutan akibat beban} \\
 f_x &= \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{(q_{dl} + q_{ll}) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right) \\
 &= \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{(812,48 + 275) \cdot 10^{-2} \cdot 720^4}{2 \cdot 10^6 \cdot 7210} \right) \\
 f_{ijin} &> f_x \rightarrow 3 \text{ cm} > 2,64 \text{ cm} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

“ Profil WF 300 x 150 x 6,5 x 9 dapat digunakan sebagai balok anak pada lantai atap”

4.2.2 Balok Anak Lantai Perkantoran

Balok anak yang terletak pada lantai akan difungsikan sebagai perkantoran direncanakan menggunakan profil WF 400 x 200 x 8 x 13, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 400 mm	ix	= 16,8 cm
bf	= 200 mm	iy	= 4,54 cm
tf	= 13 mm	Zx	= 1286 cm ³
tw	= 8 mm	Zy	= 266 cm ³
A	= 84.12 cm ²	Sx	= 1190 cm ³
q	= 66,0 kg/m	Sy	= 174 cm ³
Ix	= 23700 cm ⁴	r	= 16 cm
Iy	= 1740 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 342 mm



Gambar 4.6 Denah Balok Lantai Perkantoran

- Beban- Beban Yang Bekerja
 - Beban Mati

Berat pelat bondek	= 10,1 kg/m ²
Berat spesi 2 x 21	= 42 kg/m ²
Berat tegel	= 24 kg/m ²
Berat beton 0,10 x 2400	= 240 kg/m ²
Berat plafon + penggantung 11 + 7	= 18 kg/m ²
Berat ducting dan plumbing	= 10 kg/m ²
	= 344,10 kg/m ²

$$\begin{aligned}
 344,10 \text{ kg/m}^2 \times 3,15 \text{ m} &= 1083,92 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat dinding } 4,5 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 &= 1125,0 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat profil} &= 66,0 \text{ kg/m} \\
 q_D &= 1599,92 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Beban hidup (Tabel 3.1 PPIUG 1983)
 $q_L = 3,15 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 787,50 \text{ kg/m}$
- Beban berfaktor :
 $q_U = 1,2 \cdot q_D + 1,6 \cdot q_L$
 $= 1,2 \cdot 1599,92 + 1,6 \cdot 787,50 = 3179,90 \text{ kg/m}$

- Gaya Dalam Yang Bekerja Pada Balok

- *Momen:*

$$\begin{aligned}
 M_u &= \frac{1}{8} \cdot q_u \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 3179,90 \cdot 7,2^2 \\
 &= 20605,74 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

- *Gaya Geser:*

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{1}{2} \cdot q_u \cdot L = \frac{1}{2} \cdot 3179,90 \cdot 7,2 \\
 &= 11447,63 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Kuat Momen Lentur

- Pelat sayap:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2 \cdot 13} = 7,69$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = 10,75$$

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan:

$$\frac{h}{tw} = \frac{342}{8} = 42,75$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} = 106,25$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= Z_x \times f_y \\ &= 1286 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 3215000 \text{ kg.cm} = 32150 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

$$\text{Jarak penahan lateral (Lb)} = 40 \text{ cm}$$

$$L_p = 226,003 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{ Dari Tabel (Lp \& Lr)}$$

$$L_r = 658,357 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p < L_r \rightarrow \text{Bentang Pendek}$$

$$\begin{aligned} M_{nx} &= M_{px} = Z_x \times f_y \\ &= 1286 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 3215000 \text{ kg.cm} = 32150 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ny} &= M_{py} = Z_y \times f_y \\ &= 266 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 665000 \text{ kg.cm} = 6650 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Persamaan Interaksi

$$\begin{aligned} \frac{M_{ux}}{\phi_b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b \cdot M_{ny}} &\leq 1,0 \\ \frac{20605,74}{0,9 \cdot 32150} + \frac{0}{0,9 \cdot 6650} &\leq 1,0 \rightarrow 0,71 < 1,0 \rightarrow (\text{OK}) \end{aligned}$$

- Kontrol Geser

$$V_u = 11447,63 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{256}{5,5} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$42,75 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka, } V_n &= 0,6 f_y A_w \\ &= 0,6 \times 2500 \times (40 \times 0,8) = 48000 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \cdot 48000 \text{ kg} \\ &= 43200 \text{ kg} > 11447,63 \text{ kg} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

- Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} \rightarrow \frac{720}{360} = 2,0 \text{ cm}$$

Lendutan akibat beban

$$\begin{aligned} f_x &= \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{(q_{dl} + q_{ll}) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right) \\ &= \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{(1599,92 + 787,5) \cdot 10^{-2} \cdot 720^4}{2 \cdot 10^6 \cdot 23700} \right) = 1,76 \text{ cm} \\ f_{ijin} &> f_x \rightarrow 2 \text{ cm} > 1,76 \text{ cm (OK)} \end{aligned}$$

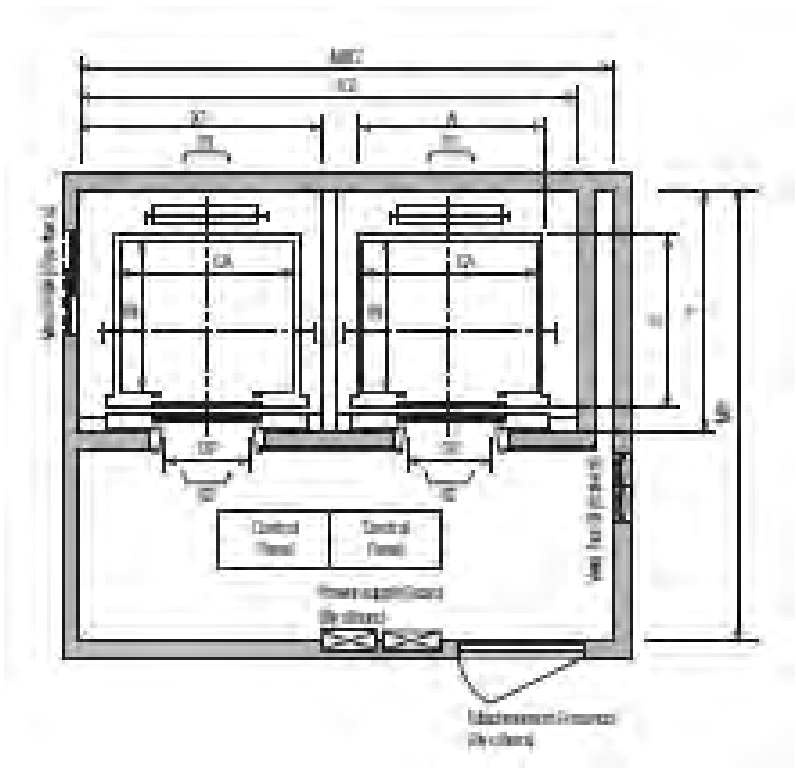
“ Profil WF 400 x 200 x 8 x 13 dapat digunakan sebagai balok anak pada lantai perkantoran”

4.3 Perencanaan Balok Penggantung Lift 2 Car

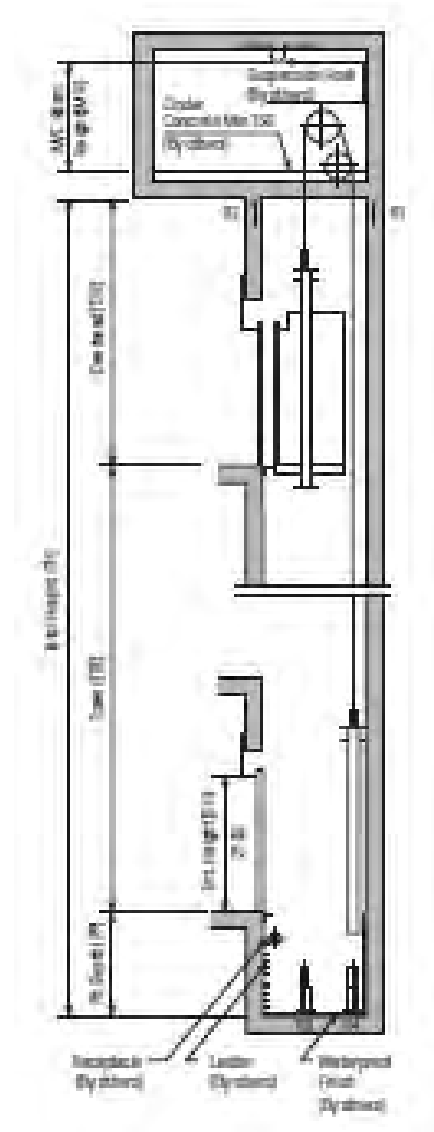
4.3.1 Spesifikasi Lift

Pada perencanaan balok lift meliputi balok- balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift yaitu terdiri dari balok penumpu dan balok penggantung lift. Pada bangunan ini menggunakan lift penumpang dengan data- data sebagai berikut:

- Tipe lift : *Passenger Elevators*
- Merek : HYUNDAI
- Kapasitas : 10 Orang / 700 kg
- Lebar pintu (*opening width*) : 800 mm
- Dimensi ruang luncur (*hoistway inside*) 2 Car : 3700 x 1850 mm²
- Dimensi sangkar (*Car size*)
 - Internal : 1400 x 1250 mm²
 - Eksternal : 1460 x 1405 mm²
- Dimensi ruang mesin (2 Car): 4000 x 3600 mm²
- Beban reaksi ruang mesin :
 - R₁ = 4200 kg
 - R₂ = 2700 kg



Gambar 4.7 *Lift*



Gambar 4.8 *Hoistway Section*

4.3.2 Rencana Balok Penggantung Lift

Balok penggantung lift direncanakan menggunakan profil WF 300 x 150 x 6,5 x 9, dengan data- data sebagai berikut:

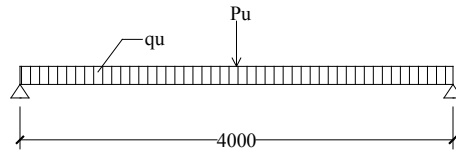
d	= 300 mm	ix	= 12,4 cm
bf	= 150 mm	iy	= 3,29 cm
tf	= 9 mm	Zx	= 522 cm ³
tw	= 6,5 mm	Zy	= 104 cm ³
A	= 46,78 cm ²	Sx	= 481 cm ³
q	= 36,7 kg/m	Sy	= 67,7 cm ³
Ix	= 7210 cm ⁴	r	= 13 cm
Iy	= 508 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 256 mm

- **Pembebanan Balok Penggantung Lift**

- **Beban mati**
 Berat profil balok penggantung lift = 36,70 kg/m
 Berat sambungan (10%) = 3,67 kg/m
 $q_d = 40,37 \text{ kg/m}$
- **Beban hidup**
 Digunakan beban hidup untuk *maintenance*
 Beban hidup terpusat (P) = 100 kg
- **Beban merata ultimate**
 $q_u = 1,2 \times q_d + 1,6 \times P$
 $= (1,2 \times 40,37) + (1,6 \times 100) = 208,44 \text{ kg/m}$
- **Beban terpusat lift**
 Pada pasal 4.7 Impact load RSNI-03-1727 (Peraturan Pembebanan Untuk Bangunan Rumah dan Gedung) menyatakan bahwa semua beban elevator harus ditingkatkan 100% untuk beban kejut dan tumpuan struktur harus direncanakan berdasarkan beban lendutan atau spesifikasi teknik dari pembuat.
 Pada tabel perencanaan lift diperoleh:
 $PU_1 = R_1 \cdot (1+100\%)$
 $= 4200 \times (1+100\%) = 8400 \text{ kg}$

$$\begin{aligned}
 PU_2 &= R_2 \cdot (1+100\%) \\
 &= 2700 \times (1+100\%) = 5400 \text{ kg} \\
 \text{Dipilih beban PU terbesar} &= 8400 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan Gaya Dalam Balok Penggantung Lift



Gambar 4.9 Model Pembebanan Balok Penggantung Lift

- Reaksi perletakan

$$Ra = Rb = \frac{1}{2} \times qu \times L + \frac{1}{2} \times Pu$$

$$= \frac{1}{2} \times 208,44 \times 4 + \frac{1}{2} \times 8400$$

$$= 4616,89 \text{ kg}$$

- Momen maksimum

$$M_{max} = \frac{1}{8} \times qu \times L^2 + \frac{1}{4} \times Pu \times L$$

$$= \frac{1}{8} \times 208,44 \times 4^2 + \frac{1}{4} \times 8400 \times 4$$

$$= 8816,89 \text{ kg.m}$$

- Gaya geser

$$Vu = Ra$$

$$= 4616,89 \text{ kg}$$

- Kontrol Kuat Momen Lentur

- Pelat sayap:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{150}{2.9} = 8,33$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = 10,75$$

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Pelat badan:

$$\frac{h}{tw} = \frac{256}{6,5} = 39,38$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} = 106,25$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = Z_x \times f_y$$

$$= 522 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^2$$

$$= 1305000 \text{ kg.cm} = 13050 \text{ kg.m}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral (L_b) = 400 cm

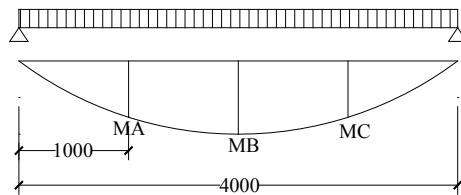
$L_p = 163,78 \text{ cm}$ } Dari Tabel (L_p & L_r)

$L_r = 478,20 \text{ cm}$

$L_p < L_b < L_r \rightarrow$ Bentang Menengah

Karena bentang menengah, maka:

$$M_n = C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right] \leq M_p$$



Gambar 4.10 Diagram Momen Balok Penggantung Lift

$$M_A = M_C$$

$$= R_A \times (L/4) - q_u \times (L/4) \times (L/8)$$

$$= 4616,89 \times 1 - 208,44 \times 1 \times 0,5$$

$$= 4512,67 \text{ kg.m}$$

$$M_B = M_{\text{Max}}$$

$$= 8816,89 \text{ kg}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 2,3$$

$$= \frac{12,5 \cdot 8816,89}{2,5 \cdot 8816,89 + 3 \cdot 4512,67 + 4 \cdot 8816,89 + 3 \cdot 4512,67}$$

$$= 1,31 \leq 2,3 \rightarrow C_b = 1,31$$

$$M_p = Z_x \cdot f_y$$

$$= 522 \cdot 2500 = 1305000 \text{ kg.cm} = 13050 \text{ kg.m}$$

$$M_r = S_x \cdot (f_y - f_r)$$

$$= 481 \cdot (2500 - 700) = 865800 \text{ kg.cm} = 8658 \text{ kg.m}$$

$$M_n = C_b \left[M_r + (M_p - M_r) \frac{L_r - L_b}{L_r - L_p} \right]$$

$$= 1,31 \left[8658 + (13050 - 8658) \frac{478,2 - 400}{478,2 - 163,78} \right]$$

$$= 12734,31 \text{ kg.m} < M_p \rightarrow \text{Maka dipakai } M_n$$

Cek kemampuan Penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 12734,31 \text{ kg.m}$$

$$= 11460,88 \text{ kg.m} \geq 8816,89 \text{ kg.m}$$

- Kontrol Geser

$$V_u = 4616,89 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{256}{6,5} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$39,38 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{Maka, } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (30 \times 0,65) = 29250 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 29250 \text{ kg}$$

$$= 26325 \text{ kg} > 4616,89 \text{ kg (OK)}$$

- Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} \rightarrow \frac{400}{360} = 1,11 \text{ cm}$$

Lendutan akibat beban

$$f^o = \frac{5((qdl+qll)/100)l^4}{384 \cdot EI_x} + \frac{P \cdot l^3}{48 EI_x}$$

$$f^o = \frac{5 \times ((40,37+100)/100) \times 400^4}{384 \times 2 \times 10^6 \times 7210} + \frac{8400 \times 400^3}{48 \times 2 \times 10^6 \times 7210}$$

$$= 0,81 \text{ cm}$$

$$f_{ijin} > f^o \rightarrow 0,81 \text{ cm} > 1,11 \text{ cm (OK)}$$

“ Profil WF 300 x 150 x 6,5 x 9 dapat digunakan sebagai balok penggantung lift”

4.4 Perencanaan Tangga Dan Bordes

Tangga adalah sebuah konstruksi yang dirancang untuk menghubungkan dua tingkat vertikal yang memiliki jarak satu sama lain. Pada gedung perkantoran Unesa ini struktur tangga direncanakan menggunakan konstruksi dari baja.

Data Teknis Tangga

- Mutu baja	= BJ-41
- Tinggi antar lantai	= 450 cm
- Tinggi bordes	= 225cm
- Panjang tangga	= 350 cm
- Lebar tangga	= 120 cm
- Lebar bordes	= 100 cm
- Lebar injakan (i)	= 30 cm
- Lebar pegangan tangga	= 10 cm

4.4.1 Perencanaan Tangga

Persyaratan-persyaratan jumlah injakan tangga

$$60 \text{ cm} \leq (2t + i) \leq 65 \text{ cm}$$

$$25^{\circ} < a < 40^{\circ}$$

Dimana :

t = tinggi injakan (cm)

i = lebar injakan (cm)

a = kemiringan tangga

- Perhitungan Jumlah Injakan dan Kemiringan Tangga

Tinggi injakan (t) = 16 cm

Jumlah tanjakan = $\frac{(450/2)}{16} = 14,06$ buah = 15 buah

Jumlah injakan (n) = 15 - 1 = 14 buah

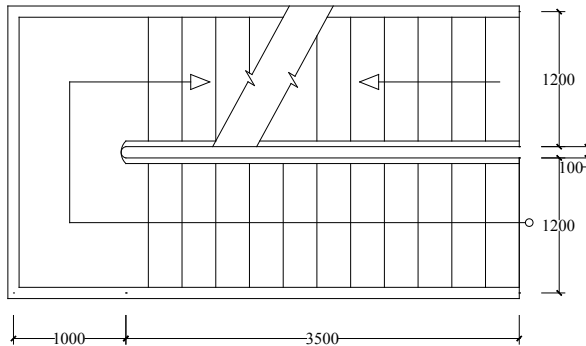
$60 \text{ cm} \leq (2 \times 16 + 30) \leq 65 \text{ cm}$

$60 \text{ cm} < (62) < 65 \text{ cm (OK)}$

Lebar bordes = 100 cm

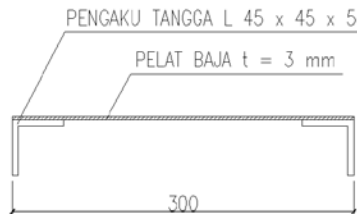
Lebar tangga = 120 cm

$a = \arctan \left(\frac{(450/2)}{350} \right) = 32,74^\circ$



Gambar 4.11 Denah Tangga

- Perencanaan Anak Tangga



Gambar 4.12 Pelat Anak Tangga

- Perencanaan Tebal Anak Tangga

Tebal pelat tangga = 3 mm

Berat jenis baja = 7850 kg/m^3

Mutu baja BJ 41 $\rightarrow f_y = 2500 \text{ kg/m}^2$

- Perencanaan pembebanan pelat tangga

Beban mati

$$\begin{aligned}\text{Berat pelat} &= 0,003 \times 1,2 \times 7850 = 28,26 \text{ kg/m} \\ \text{Alat penyambung (10\%)} &= 2,83 \text{ kg/m} + \\ q_D &= 31,09 \text{ kg/m}\end{aligned}$$

Beban hidup

$$q_L = 300 \times 1,2 = 360 \text{ kg/m}$$

- Perhitungan M_D dan M_L
 $M_D = 1/8 q_D l^2 = 1/8 \times 31,09 \times 0,3^2 = 0,35 \text{ kg.m}$
 $M_L = 1/8 q_L l^2 = 1/8 \times 360 \times 0,3^2 = 4,05 \text{ kg.m}$
 $M_L = 1/4 P_L l = 1/4 \times 100 \times 0,3 = 7,5 \text{ kg.m (menentukan)}$
- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U
 $M_U = 1,4 M_D = 1,4 \times 0,35 \text{ kgm} = 0,49 \text{ kg.m}$
 $M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L = 1,2 \times 0,35 + 1,6 \times 7,5$
 $= 12,42 \text{ kg.m (menentukan)}$
- Kontrol momen lentur
 $Z_x = 1/4 b h^2 = 0,25 \times 120 \times 0,3^2 = 2,70 \text{ cm}^3$
 $\emptyset M_n = \emptyset Z_x \times f_y = 0,9 \times 2,70 \times 2500 = 6075 \text{ kg.cm}$
 $= 60,75 \text{ kg.m}$

Syarat : $\emptyset M_n > M_u$

$$60,75 \text{ kg.m} > 12,42 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{30}{360} = 0,083$$

$$I_x = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 120 \times 0,3^3 = 0,27 \text{ cm}^4$$

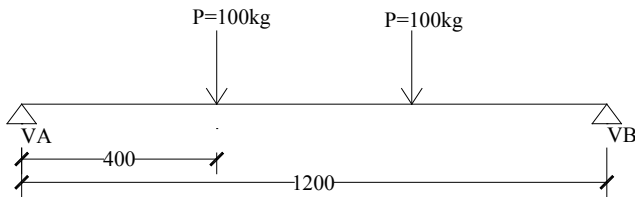
$$\begin{aligned}f^o &= \frac{5 \left(\frac{(q_d l + q_l l)}{100} \right) l^4}{384 \cdot E I_x} \\ &= \frac{5((31,09 + 360)/100) \cdot 30^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 0,27} = 0,076 \\ f^o &< f_{ijin} \rightarrow 0,076 < 0,083 \text{ cm}\end{aligned}$$

4.4.2 Perencanaan Pengaku Anak Tangga

Direncanakan menggunakan profil siku 45 x 45 x 5 dengan data sebagai berikut :

$$\begin{array}{lll} b = 45 \text{ mm} & I_x = 7,83 \text{ cm}^4 & Z_x = 2,43 \text{ cm}^3 \\ tw = 5 \text{ mm} & I_y = 7,83 \text{ cm}^4 & i_x = 1,35 \text{ cm} \\ W = 3,38 \text{ kg/m} & A = 4,3 \text{ cm}^2 & i_y = 1,35 \text{ cm} \end{array}$$

- Perencanaan pembebanan



Gambar 4.13 Model Pembebanan Pelat Tangga

Beban mati (1/2 lebar injakan)

$$\text{Berat pelat} = (0,3 \times 0,5) \times 0,003 \times 7850 = 3,53 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat baja siku } 45 \times 45 \times 5 = 3,38 \text{ kg/m}$$

$$= 6,91 \text{ kg/m}$$

$$\text{Alat penyambung (10\%)} = 0,69 \text{ kg/m}$$

$$q_D = 7,60 \text{ kg/m}$$

Beban hidup (1/2 lebar injakan)

$$q_L = 300 \times (0,3 \times 0,5) = 45 \text{ kg/m}$$

$$p_L = 100 \text{ kg}$$

- Perhitungan M_D dan M_L

$$M_D = 1/8 \times q_D \times L^2$$

$$= 1/8 \times 7,60 \times 1,2^2 = 1,37 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/8 \times q_L \times L^2 \rightarrow \text{akibat beban merata}$$

$$= 1/8 \times 45 \times 1,2^2 = 8,10 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/3 \times P \times L \rightarrow \text{akibat beban terpusat}$$

$$= 1/3 \times 100 \times 1,2 = 40 \text{ kg.m}$$

$$V_u = 1,2(1/2 \times q_D \times 1,2) + 1,6(1/2 \times P \times 2)$$

$$= 1,2 (1/2 \times 7,604 \times 1,2) + 1,6 (1/2 \times 100 \times 2)$$

$$= 165,47 \text{ kg}$$

- Perhitungan kombinasi pembebanan M_U

$$\begin{aligned} M_U &= 1,2 M_D + 1,6 M_L \\ &= 1,2 \times 1,37 + 1,6 \times 40 = 65,64 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang profil

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{45}{5} = 9$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$\lambda < \lambda_p$ penampang kompak

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} Z_x &= (t_w \times d) \frac{1}{2} d + (t_w(b-t_w)) \frac{1}{2} t_w \\ &= (0,5 \times 4,5) \frac{1}{2} \times 4,5 + (0,5 \times (4,5 - 0,5)) \frac{1}{2} \times 0,5 \\ &= 5,56 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \times Z_x = 2500 \times 5,56 = 13906,25 \text{ kg.cm} \\ &= 139,06 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 139,06 \\ &= 125,16 \text{ kg.m} \geq 65,64 \text{ kg.m (OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol kuat geser

$$\frac{h}{t} = \frac{(45 - 5)}{5} = 8; \frac{1100}{\sqrt{f_y}} = \frac{1100}{\sqrt{250}} = 69,57$$

$$\frac{h}{t} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \text{plastis}$$

$$\begin{aligned} \text{maka } V_n &= 0,6 \times f_y \times A_w \\ &= 0,6 \times 2500 \times (4,5 \times 0,5) \\ &= 3375 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \times 3375 \text{ kg} \\ &= 3037,50 \text{ kg} \geq 165,47 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{120}{240} = 0,50$$

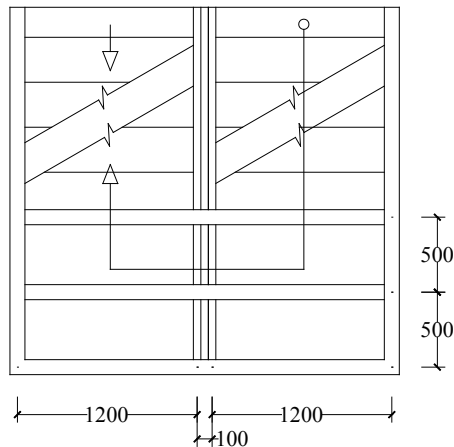
$$f^o = \frac{5((qdl + qll)/100)l^4}{384 \cdot EI_x} + \frac{23 P \cdot l^3}{648 EI_x}$$

$$f^o = \frac{5((7,60 + 45)/100)120^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 7,83} + \frac{23}{648 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 7,83} \frac{100 \cdot 120^3}{}$$

$$= 0,48$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,48 \text{ cm} < 0,50 \text{ cm (OK)}$$

4.4.3 Perencanaan Bordes



Gambar 4.14 Denah Bordes

4.4.3.1 Pelat Bordes

Tebal pelat bordes = 5 mm

Berat jenis baja = 7850 kg/m³

Mutu baja BJ 41 → fy = 2500 kg/m²

- Perencanaan pembebanan pelat bordes

Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0,005 \times 1,2 \times 7850 = 47,10 \text{ kg/m}$$

$$\text{Alat penyambung (10\%)} \quad \frac{= 4,71 \text{ kg/m} +}{q_D = 51,81 \text{ kg/m}}$$

Beban hidup

$$q_L = 300 \text{ kg/m}^2 \times 1,2 \text{ m} = 360 \text{ kg.m}$$

- Perhitungan M_D dan M_L

$$M_D = 1/8 \times q_D \times l^2$$

$$= 1/8 \times 51,81 \times (0,5)^2 = 1,62 \text{ kg.m}$$

$$M_L = 1/8 \times q_L \times l^2$$

$$= 1/8 \times 360 \times (0,5)^2 = 11,25 \text{ kg.m}$$

- Kombinasi pembebanan M_U

$$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L$$

$$= 1,2 \times 1,62 + 1,6 \times 11,25 = 19,94 \text{ kg.m}$$

- Kontrol momen lentur

$$Z_x = \frac{1}{4} b h^2 = \frac{1}{4} \times 120 \times 0,5^2 = 7,5 \text{ cm}^3$$

$$M_n = Z_x \cdot f_y = 7,5 \times 2500$$

$$= 18750 \text{ kg.cm} = 187,5 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 187,5$$

$$= 168,75 \text{ kgcm} \geq 19,94 \text{ kgcm (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{50}{240} = 0,21$$

$$I_x = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} \times 120 \times 0,5^3 = 1,25 \text{ cm}^4$$

$$f^o = \frac{5 \left(\frac{(q_d l + q_l l)}{100} \right) l^4}{384 \cdot E I_x}$$

$$= \frac{5((51,81 + 360)/100) \cdot 50^4}{384 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 1,25} = 0,13$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,13 \text{ cm} < 0,21 \text{ cm}$$

4.4.3.2 Perencanaan Balok Bordes

Direncanakan memakai profil WF 100 x 50 x 5 x 7

$$d = 100 \text{ mm}$$

$$i_x = 3,98 \text{ cm}$$

bf	= 50 mm	iy	= 1,12 cm
tf	= 7 mm	Zx	= 42 cm ³
tw	= 5 mm	Zy	= 9 cm ³
A	= 11,85 cm ²	Sx	= 37,5 cm ³
q	= 9,3 kg/m	Sy	= 5,91 cm ³
Ix	= 187 cm ⁴	r	= 16 cm
Iy	= 14,8 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 342 mm

- Perencanaan pembebanan balok bordes

Beban mati

$$\text{Berat pelat} = 0,005 \times 0,5 \times 7850 = 19,63 \text{ kg/m}$$

$$\begin{array}{rcl} \text{Berat profil} & & = 9,3 \text{ kg/m} + \\ & & \hline & & = 28,93 \text{ kg/m} \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl} \text{Berat sambungan dll 10\%} & & = 2,89 \text{ kg/m} + \\ & & \hline q_D & = & 31,82 \text{ kg/m} \end{array}$$

Beban hidup

Lantai apartemen

$$(\text{Tabel 3.1 PPIUG 1983}) = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Total beban hidup } (q_L) = 0,5 \times 300 = 150 \text{ kg/m}$$

Perhitungan gaya dalam

$$\begin{aligned} V_D &= \frac{1}{2} \cdot q_D \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times 31,82 \times 1,2 \\ &= 19,09 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_D &= \frac{1}{8} \cdot q_D \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 31,82 \times (1,2)^2 \\ &= 5,73 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_L &= \frac{1}{2} \times q_L \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 150 \times 1,2 \\ &= 90 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_L &= \frac{1}{8} \times q_L \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 150 \times (1,2)^2 \\ &= 27,0 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- Kombinasi pembebanan

$$V_U = 1,2V_D + 1,6V_L$$

$$= 1,2(19,09) + 1,6 (90) = 166,91 \text{ kg}$$

$$M_U = 1,2 M_D + 1,6 M_L$$

$$= 1,2 (5,73) + 1,6 (27) = 50,07 \text{ kg.m}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{50}{2 \times 7} = 3,57$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{penampang kompak}$$

Pelat badan :

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{100-2(8+7)}{5} = 14$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 42$$

$$= 105000 \text{ kg.cm}$$

$$= 1050 \text{ kg.m}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 1050$$

$$= 945 \text{ kg.m} \geq 50,07 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol kuat geser

$$V_u = 166,91 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{70}{5} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$14 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{Maka, } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (10 \times 0,5) = 7500 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 7500 \text{ kg}$$

$$= 6750 \text{ kg} > 166,91 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} \rightarrow \frac{120}{240} = 0,50 \text{ cm}$$

Lendutan akibat beban

$$\begin{aligned} f_x &= \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{(qdl + qll) \cdot L^4}{E \cdot I_x} \right) \\ &= \left(\frac{5}{384} \cdot \frac{(27,5 + 150) \cdot 10^{-2} \cdot 120^4}{2 \cdot 10^6 \cdot 187} \right) \\ &= 0,013 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f_{ijin} > f_x \rightarrow 0,5 \text{ cm} > 0,013 \text{ cm} (OK)$$

Profil WF 100 x 50 x 5 x 7 dapat digunakan sebagai balok bordes pada anak tangga”.

4.4.4 Balok Utama Tangga

Balok utama tangga dianalisa dengan anggapan terletak di atas dua tumpuan sederhana dengan menerima beban merata yang berasal dari berat sendiri dan beban dari anak tangga. Balok utama direncanakan menggunakan profil WF 250 x 125 x 5 x 8, dengan spesifikasi sebagai berikut:

d	= 248 mm	ix	= 10,4 cm
bf	= 124 mm	iy	= 2,79 cm
tf	= 8 mm	Zx	= 305 cm ³
tw	= 5 mm	Zy	= 63 cm ³
A	= 32,68 cm ²	Sx	= 285 cm ³
q	= 25,7 kg/m	Sy	= 41,1 cm ³
Ix	= 3540 cm ⁴	r	= 12 cm
Iy	= 255 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 208 mm

- Perencanaan Pembebanan Anak Tangga

Beban mati (anak tangga)

$$\begin{aligned} \text{Berat pelat } 0,003 \times (1,2 \times 0,5) \times 7850 &= 14,13 \text{ kg/m} \\ \text{Berat profil siku } 3,38 \times 2 &= 6,76 \text{ kg/m} \\ \text{Berat profil balok } 25,7 / \cos(32,74) &= 30,55 \text{ kg/m} + \\ &= 51,44 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\text{Berat alat penyambung } 10\% \quad \frac{= 5,14 \text{ kg/m} +}{q_{D1} = 56,59 \text{ kg/m}}$$

Beban hidup

$$q_{L1} = 300 \times 0,6 / \cos 32,74 = 213,99 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} q_{U1} &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\ &= 1,2 \times 56,59 + 1,6 \times 213,99 \\ &= 410,28 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

- Perencanaan Pembebanan Dan Gaya Dalam Bordes

Beban mati

$$\text{Berat profil} = 25,7 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat bordes } 0,005 \times 0,6 \times 7850 = 23,55 \text{ kg/m} +$$

$$= 49,25 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat penyambung } 10\% = 4,93 \text{ kg/m} +$$

$$q_{D2} = 54,18 \text{ kg/m}$$

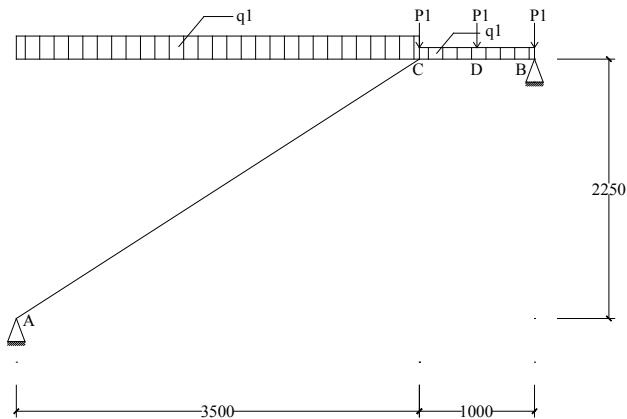
Beban hidup

$$q_{L2} = 300 \times 0,6 = 180 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} q_{U2} &= 1,2 q_{D2} + 1,6 q_{L2} \\ &= 1,2 \times 54,18 + 1,6 \times 180 = 353,01 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban terpusat akibat balok bordes

$$p_1 = 9,3 \times 0,6 = 5,58 \text{ kg}$$



Gambar 4.15 Model Pembebanan Balok Utama Tangga

- Perhitungan pembebanan

$$\Sigma Ma = 0$$

$$Rb \cdot 4,5 - p1 \cdot 3,5 - p1 \cdot 4 - p1 \cdot 4,5 - qu1 \cdot 3,5 \cdot 1,75 - qu2 \cdot 1 \cdot 4 =$$

$$Rb = \frac{5,58 \times 3,5 + 5,58 \times 4 + 5,58 \times 4,5 + 410,28 \times 3,5 \times 1,75 + 353,01 \times 1 \times 4}{4,5}$$

$$= 887,10 \text{ kg}$$

$$\Sigma Mb = 0$$

$$Ra \cdot 4,5 - p1 \cdot 1 - p1 \cdot 0,5 - qu1 \cdot 3,5 \cdot 2,75 - qu2 \cdot 1 \cdot 0,5 = 0$$

$$Ra = \frac{5,58 \times 1 + 5,58 \times 0,5 + 410,28 \times 3,5 \times 2,75 + 353,01 \times 1 \times 0,5}{4,5}$$

$$= 918,63 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\Sigma V = Ra + Rb - qu_1 \times 3,5 - qu_2 \times 1 - V \times 3$$

$$= 918,63 + 887,10 - 410,28 \times 3,5 - 353,01 \times 1 - 5,58 \times 3$$

$$= 0 \text{ (OK)}$$

Bidang M

- a - c :

$$Mx = Ra \cdot x - \frac{1}{2} qu_1 \cdot x^2$$

$$= 918,63 \cdot x - \frac{1}{2} 410,28 \cdot x^2$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$Ma = 0 \text{ kg.m}$$

$$x = 3,5 \text{ m}$$

$$Mc = 410,28 \cdot 3,5 - \frac{1}{2} \cdot 410,28 \cdot 3,5^2 = 702,23 \text{ kg.m}$$

Momen maksimum terjadi apabila $\frac{dM_x}{dx} = 0$

$$\frac{dM_x}{dx} = 918,63 - 410,28 \cdot x = 0$$

$$x = 2,24 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 918,63 \times 2,24 - \frac{1}{2} \times 410,28 \times 2,24^2$$

$$= 1028,42 \text{ kg.m}$$

- b - d :

$$Mx = Rb \cdot x - \frac{1}{2} qu_2 \cdot x^2 - p \cdot x$$

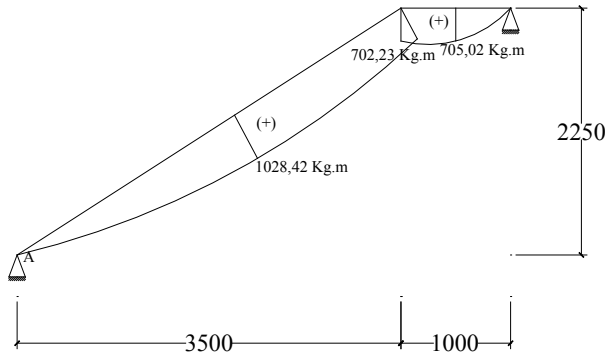
$$= 887,10 \cdot x - \frac{1}{2} \cdot 353,01 \cdot x^2 - 5,58 \cdot x$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$Mb = 0 \text{ kg.m}$$

$$x = 1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 M_d &= 887,10 \cdot 1 - \frac{1}{2} \cdot 353,01 \cdot 1^2 - 5,58 \cdot 1 \\
 &= 705,02 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.16 Bidang M Balok Tangga

Bidang D

- a - c :

$$\begin{aligned}
 D_x &= R_a \cdot \cos(32,74^\circ) - q_{u1} \cdot x \cdot \cos(32,74^\circ) \\
 &= 918,63 \cdot \cos(32,74^\circ) - 410,28 \cdot x \cdot \cos(32,74^\circ)
 \end{aligned}$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 D_{a_{ka}} &= 918,63 \cdot \cos(32,74^\circ) - 410,28 \cdot 0 \cdot \cos(32,74^\circ) \\
 &= 772,73 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$x = 3,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 D_{c_{ki}} &= 918,63 \cdot \cos(32,74^\circ) - 410,28 \cdot 3,5 \cdot \cos(32,74^\circ) \\
 &= -435,19 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- b - d :

$$\begin{aligned}
 D_x &= -R_b + q_{u2} \cdot x + p_1 \\
 &= -887,10 + 353,01 \cdot x + 5,58
 \end{aligned}$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 D_{b_{ki}} &= -887,10 + 353,01 \cdot 0 + 5,58 \\
 &= -881,52 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$x = 0,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 D_{d_{ka}} &= -887,10 + 353,01 \cdot 0,5 + 5,58 \\
 &= -705,02 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- d - c :

$$D_x = -R_b + qu_2/2 + qu_2 \cdot x + p_1 + p_1$$

$$= -887,10 + 176,51 + 353,01 \cdot x + 5,58 + 5,58$$

$$x = 0 \text{ m}$$

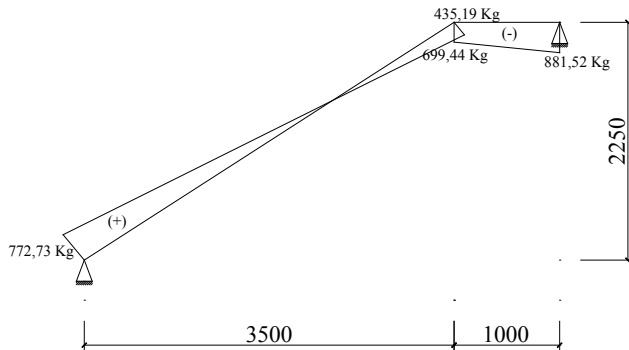
$$D_{d_{ki}} = -887,10 + 176,51 + 353,01 \cdot 0 + 5,58 + 5,58$$

$$= -699,44 \text{ kg}$$

$$x = 0,5 \text{ m}$$

$$D_{d_{ka}} = -887,10 + 176,51 + 353,01 \cdot 0,5 + 5,58 + 5,58$$

$$= -522,93,07 \text{ kg}$$



Gambar 4.17 Bidang D Balok Tangga

Bidang N

- a - c :

$$N_x = -R_a \cdot \sin(32,74^\circ) + qu_1 \cdot x \cdot \sin(32,74^\circ)$$

$$= -918,63 \cdot \sin(32,74^\circ) + 410,28 \cdot x \cdot \sin(32,74^\circ)$$

$$x = 0 \text{ m}$$

$$N_{a_{ka}} = -918,63 \cdot \sin(32,74^\circ) + 410,28 \cdot 0 \cdot \sin(32,74^\circ)$$

$$= -496,76 \text{ kg}$$

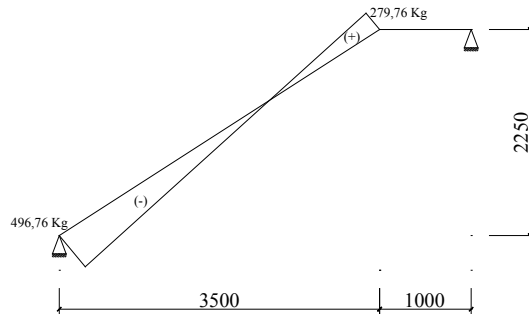
$$x = 3,5 \text{ m}$$

$$N_{c_{ki}} = -918,63 \cdot \sin(32,74^\circ) + 410,28 \cdot 3,5 \cdot \sin(32,74^\circ)$$

$$= 279,76 \text{ kg}$$

- c - b :

$$N = 0 \text{ kg}$$



Gambar 4.18 Bidang N Balok Tangga

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lokal
 - Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{124}{2 \times 8} = 7,75$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{penampang kompak}$$
 - Pelat badan :

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{248 - 2(8 + 12)}{5} = 41,60$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{penampang kompak}$$
 - Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 305$$

$$= 762500 \text{ kg.cm}$$

$$= 7625 \text{ kg.m}$$
- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

$$L_b = \sqrt{30^2 + 16^2} = 34 \text{ cm (pengaku anak tangga)}$$

$$\left. \begin{array}{l} L_p = 138,88 \text{ cm} \\ L_r = 404,55 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ Dari Tabel (Lp \& Lr)}$$

$$L_b < L_p < L_r \rightarrow \text{Bentang Pendek, maka } M_n = M_p$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_p = Z_x \times f_y \\
 &= 305 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\
 &= 762500 \text{ kg.cm} = 7625 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 7625$$

$$= 6863 \text{ kg.m} \geq 1028,42 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol Geser

$$V_u = 881,52 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{208}{5} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$41,60 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{Maka, } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (24,8 \times 0,5) = 18600 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 18600 \text{ kg}$$

$$= 16740 \text{ kg} > 881,52 \text{ kg (OK)}$$

- Persamaan Interaksi Tekan - Lentur

$$L = \sqrt{(350)^2 + (225)^2} = 416,08 \text{ cm}$$

$$K_c = 0,7 \text{ (sendi - jepit)}$$

$$\lambda = k_c \times L = 0,7 \times 416,08 = 291,26$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi \cdot i_y} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{291,26}{\pi \cdot 2,79} \sqrt{\frac{250}{200000}}$$

$$= 1,17 \rightarrow \lambda_c < 1,25$$

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67\lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 1,17} = 1,76$$

$$P_n = \frac{A_g \times f_y}{\omega} = \frac{32,68 \times 2500}{1,76} = 46440,85 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 0,85 \times 46440,85 \text{ kg}$$

$$= 39474,72 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = \frac{496,76}{39474,72} = 0,01 < 0,2 \text{ maka rumus interaksi 2}$$

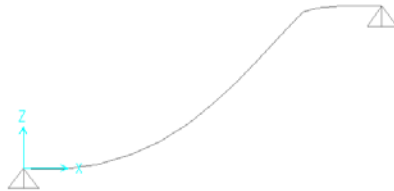
$$= \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left[\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1,0$$

$$= \frac{496,76}{2 \cdot 39474,72} + \left[\frac{1028,42}{6863} + 0 \right] \leq 1,0$$

$$= 0,16 < 1 \text{ (OK)}$$

- Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{\sqrt{(350)^2 + (225)^2}}{240} = 1,73$$



Gambar 4.19 Analisa Lendutan Balok Utama Tangga
 $f^0 = 0,564 \text{ cm}$ (Hasil analisa SAP)

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,094 \text{ cm} < 1,73 \text{ cm (OK).}$$

4.4.5 Balok Penumpu Tangga

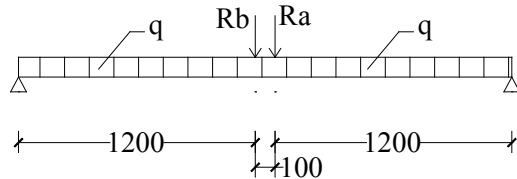
Balok utama penumpu tangga direncanakan memakai profil WF 250 x 125 x 5 x 8 dengan data-data sebagai berikut:

d	= 248 mm	ix	= 10,4 cm
bf	= 124 mm	iy	= 2,79 cm
tf	= 8 mm	Zx	= 305 cm ³
tw	= 5 mm	Zy	= 63 cm ³
A	= 32,68 cm ²	Sx	= 285 cm ³
q	= 25,7 kg/m	Sy	= 41,1 cm ³
Ix	= 3540 cm ⁴	r	= 12 cm
Iy	= 255 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 208 mm

- Pembebanan

Pembebanan pada balok penumpu tangga diperoleh dari gaya reaksi (Ra dan Rb) yang bekerja pada balok utama tangga. Gaya reaksi tersebut akan menjadi beban terpusat P yang menumpu pada balok penumpu tangga. Pada balok penumpu

tangga juga bekerja beban merata yang berasal dari dinding setengah dari tinggi lantai dan berat profil. Sketsa pembebanan balok penumpu tangga bisa dilihat pada gambar di bawah ini :



Gambar 4.20 Pembebanan Balok Penumpu Tangga

$$R_a = 918,63 \text{ kg}$$

$$R_b = 887,10 \text{ kg}$$

Beban merata (q)

$$\text{Berat profil} = 25,7 \text{ kg/m}$$

$$\text{Beban dinding } 2,25 \times 100 = \frac{225 \text{ kg/m} +}{}$$

$$= 250,7 \text{ kg/m}$$

$$\text{Berat sambungan } 10\% = \frac{25,07 \text{ kg/m} +}{}$$

$$= 275,77 \text{ kg/m}$$

- Reaksi Perletakan

$$\Sigma M_a = 0$$

$$R_{vb} \cdot 2,5 - R_a \cdot 1,3 - R_b \cdot 1,2 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot 2,5^2 = 0$$

$$R_{vb} = \frac{918,63 \times 1,3 + 887,10 \times 1,2 + \frac{1}{2} \times 275,77 \times 2,5^2}{2,5}$$

$$= 1248,21 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_b = 0$$

$$R_{va} \cdot 2,5 - R_b \cdot 1,3 - R_a \cdot 1,2 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot 2,5^2 = 0$$

$$R_{va} = \frac{887,10 \times 1,2 \times 1,3 + 918,63 \times 1,2 + \frac{1}{2} \times 275,77 \times 2,5^2}{2,5}$$

$$= 1246,95 \text{ kg}$$

Kontrol:

$$\Sigma V = R_{va} + R_{vb} - R_a - R_b - q \times 3,85$$

$$= 1246,95 + 1248,21 - 918,63 - 887,10 - 275,77 \times 2,5$$

$$= 0 \text{ (OK)}$$

- Perhitungan Gaya Dalam

Momen maksimum

$$\begin{aligned} M_{\max} &= R_{va} \times 1,25 - R_a \times 0,125 - \frac{1}{2} \times q \times 1,25^2 \\ &= 1246,95 \times 1,25 - 918,63 \times 0,05 - \frac{1}{2} \times 275,77 \times 1,25^2 \\ &= 1297,31 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

Gaya geser

$$V_U = -R_{vb} = -1248,21 \text{ kg}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lokal

- Pelat sayap :

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{124}{2 \times 8} = 7,75$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = \frac{170}{\sqrt{250}} = 10,75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Pelat badan :

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{248 - 2(12+8)}{5} = 41,6$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = \frac{1680}{\sqrt{250}} = 106,25$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{penampang kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 305$$

$$= 762500 \text{ kg.cm}$$

$$= 7625 \text{ kg.m}$$

- Kontrol Penampang Terhadap Tekuk Lateral

$$\text{Jarak penahan lateral (Lb)} = 120 \text{ cm}$$

$$L_p = 138,88 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \text{ Dari Tabel (Lp \& Lr)}$$

$$L_r = 331,236 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p < L_r \rightarrow \text{Bentang Pendek}$$

Karena bentang menengah, maka:

$$M_n = M_p = Z_x \times f_y$$

$$= 305 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/m}^2$$

$$= 762500 \text{ kg.cm} = 7625 \text{ kg.m}$$

Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 7625$$

$$= 6862,5 \text{ kg.m} \geq 1297,31 \text{ kg.m (OK)}$$

- Kontrol Geser

$$V_u = 1248,2 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{208}{5} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}}$$

$$41,6 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{Maka, } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (24,8 \times 0,5) = 18600 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 18600 \text{ kg}$$

$$= 16740 \text{ kg} > 1248,2 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol Lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{240} = \frac{250}{240} = 1,04$$



Gambar 4.21 Analisa Lendutan Balok Penumpu Tangga

$$f^o = 0,21 \text{ cm (Hasil analisa SAP)}$$

$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,065 \text{ cm} < 1,04 \text{ cm (OK)}$$

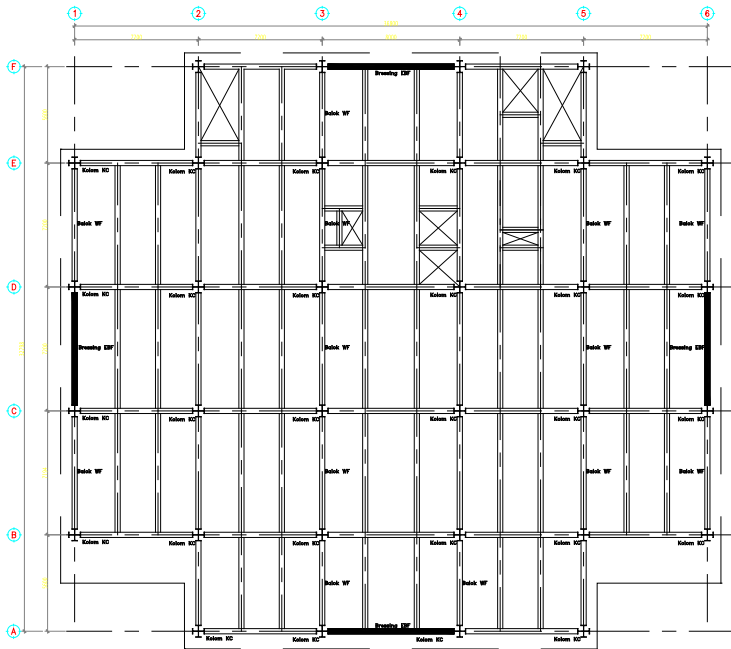
Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB V

PERMODELAN STRUKTUR

5.1 Permodelan Struktur

Permodelan struktur atas pada tugas akhir ini menggunakan sistem *eccentrically braced frames* (EBF). Sistem struktur EBF ini berfungsi sebagai penahan gaya lateral yang terjadi akibat gempa bumi. Struktur yang akan direncanakan merupakan bangunan perkantoran 13 lantai, dengan denah rencana struktur adalah sebagai berikut:

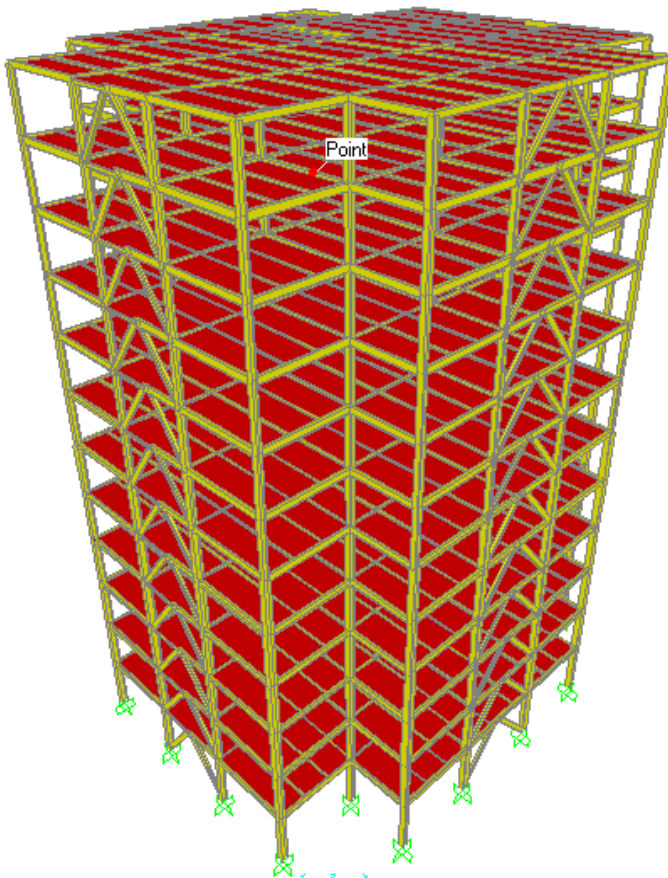


Gambar 5.1 Denah Struktur Perkantoran Unesa

Pada gambar 5.1 arah vertikal mengikuti arah sumbu Y global (sumbu model) dan sumbu X adalah arah horizontal gambar. Sistem rangka baja yang direncanakan pada tugas akhir ini menggunakan K-Split EBF yang dipasang pada tepi bangunan.

Permodelan struktur perkantoran dilakukan menggunakan program bantu SAP 2000. Pada program SAP 2000, struktur perkantoran akan dimodelkan sesuai dengan kondisi sesungguhnya, sehingga akan membantu dalam perencanaan agar memenuhi persyaratan yang berada di SNI-1729-2002 (Baja) dan SNI-1726-2012 (Gempa).

Berikut adalah permodelan yang dilakukan dalam program SAP 2000:



Gambar 5.2 Permodelan Gedung Perkantoran UNESA

5.2 Pembebanan Struktur Utama

Pembebanan struktur didasarkan pada Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG 1983) dengan rincian sebagai berikut:

1. Beban mati (*Dead Load*)

Beban mati adalah seluruh bagian bangunan yang bersifat tetap dan tidak terpisahkan dari bangunan selama masa layannya. Beban mati yang dihitung pada struktur ini antara lain:

- Berat beton yang memiliki berat jenis 2400 kg/m^3
- Berat pelat bondek $10,1 \text{ kg/m}^2$
- Berat profil baja yang terpasang sebagai rangka baja berupa balok, kolom, tangga, bressing dll memiliki berat jenis 7850 kg/m^3
- Berat dinding bata ringan hebel 100 kg/m^2
- Berat spesi sebesar 22 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm
- Berat keramik sebesar 24 kg/m^2 untuk setiap ketebalan 1 cm
- Berat plafond dan penggantung sebesar 18 kg/m^2
- Beban lift merupakan beban terpusat pada balok lantai teratas, dengan besar beban lift terlampir.

2. Beban hidup (*Live Load*)

Beban hidup adalah beban yang bertumpu pada bangunan yang memiliki kemungkinan untuk lepas dari bangunan tersebut. Beban hidup sudah termasuk perlengkapan ruangan dan dinding pemisah ringan (dinding partisi) yang beratnya tidak melebihi 100 kg/m^2 . Beban hidup yang bekerja pada perkantoran ini adalah sebagai berikut:

- Lantai atap $= 100 \text{ kg/m}^2$
- Lantai perkantoran $= 250 \text{ kg/m}^2$

3. Beban gempa (*Earthquake Load*)

Berdasarkan wilayah gempa, kota Padang termasuk dalam wilayah gempa zona tinggi. Penentuan jenis tanah berdasarkan nilai SPT. Perhitungan beban gempa pada bangunan ini

dilakukan dengan menganalisa beban gempa dinamik dan parameter gempa yang digunakan diambil dari desain Spectra Indonesia.

4. Data Tanah.

Salah satu persyaratan sebelum membangun sebuah bangunan adalah mengetahui jenis tanah di lokasi dimana akan didirikan bangunan. Salah satu cara mengetahui jenis tanah lokasi adalah dengan test penetrasi tanah (SPT). Berikut perhitungan N rata-rata untuk menentukan jenis tanah:

$\tilde{N} \geq 50$ = Tanah Keras

$15 \geq \tilde{N} \geq 50$ = Tanah Sedang

$\tilde{N} < 15$ = Tanah Lunak

Tabel 5.1 Tabel Perhitungan N Rata-Rata

Keterangan	Kedalaman (m)	Tebal	N	Tebal/N
Lapisan 1	0	-	0	-
Lapisan 2	2	2	14	0.143
Lapisan 3	4	2	14	0.143
Lapisan 4	6	2	38	0.053
Lapisan 5	8	2	21	0.095
Lapisan 6	10	2	20	0.100
Lapisan 7	12	2	12	0.167
Lapisan 8	14	2	22	0.091
Total		14		0.791

$$\tilde{N} = \frac{14}{0,791} = 17,70$$

Dari perhitungan nilai N rata- rata diatas diperoleh jenis tanah kategori tanah sedang

5.2.1 Berat Total Bangunan

Karena besarnya beban gempa sangat dipengaruhi oleh berat dari struktur bangunan, maka perlu diketahui berat total

bangunan untuk menentukan gaya geser statik. Berat dari bangunan berasal dari beban mati yang terdiri dari berat sendiri material-material konstruksi dan elemen-elemen struktur, serta beban hidup yang diakibatkan oleh hunian atau penggunaan bangunan.

Pada perencanaan tugas akhir ini perhitungan berat struktur diambil dari analisis menggunakan program SAP 2000 untuk kombinasi 1D +1L.

5.2.2 Kombinasi Pembebanan

Setelah memperhitungkan beban akibat gempa dan gravitasi, maka seluruh beban tersebut dihitung dengan faktor kombinasi yang mengacu pada SNI 03-1729-2002 sebagai berikut::

- 1,4 DL
- 1,2 DL + 1,6 LL
- 1,2 DL + 0,5 LL $\pm \Omega E$
- 0,9 DL $\pm \Omega E$

Keterangan :

DL : Beban mati

LL : Beban hidup

E : Beban gempa yang dinyatakan dalam 2 arah

Ω : Faktor kuat cadang struktur sebesar 2,8 sesuai tabel 15.2-1 SNI 03-1729-2002 untuk struktur rangka bresing eksentrik.

5.3 Pembebanan Gempa Dinamis

Perencanaan struktur perkantoran Unesa ini terdiri dari 13 tingkat yang memiliki ketinggian 54 m. Perhitungan beban gempa pada struktur ini ditinjau dengan pengaruh gempa dinamik sesuai SNI 03-1726-2012. Analisis dilakukan berdasarkan analisis respon dinamik dengan parameter-parameter yang sudah ditentukan.

5.3.1 Permodelan Pelat Sebagai Diafragma

Menurut SNI 03-1726-2012 Pasal 7.3.1.2. Keberadaan pelat beton atau dek metal yang diberi penutup (*topping*) beton, pada saat menerima beban gempa dapat berfungsi sebagai penyalur beban gempa pada struktur primer atau dapat diidealisasikan sebagai diafragma kaku.

5.3.2 Arah Pembebanan

Arah pembebanan gempa dalam kenyataannya adalah sembarang, sehingga pada umumnya selalu terdapat 2 komponen beban gempa dalam arah masing-masing sumbu koordinat ortogonal yang bekerja bersamaan pada struktur gedung. Kondisi ini disimulasikan dengan meninjau pembebanan gempa dalam suatu arah sumbu koordinat yang ditinjau 100%, yang bekerja bersamaan dengan pembebanan gempa dalam arah tegak lurus tetapi ditinjau 30%.

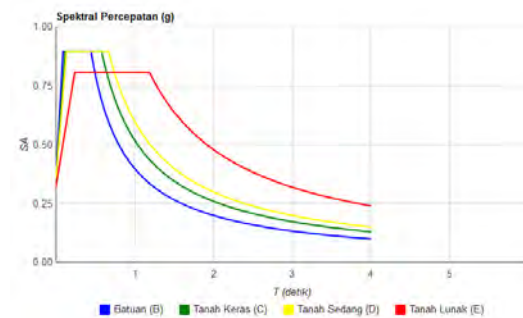
5.3.3 Parameter Respon Spectrum Rencana

Dalam perencanaan bangunan, ada beberapa metode perhitungan pengaruh gempa, satu di antaranya adalah *response spectrum*. Gempa merupakan getaran yang tentu saja memiliki parameter-parameter sebuah getaran, seperti frekuensi, periode, spektrum dan parameter lainnya. Dalam hal ini informasi *response spectrum* merupakan fungsi spektra percepatan gempa (S) terhadap rentang waktu selama periode gempa berlangsung (T). Perhitungan gaya gempa menggunakan analisis dinamik sesuai persyaratan SNI 03-1726-2012. Berikut adalah nilai parameter respon spektrum untuk wilayah Padang dengan kondisi tanah sedang.

Tabel 5.2 Parameter Respon Gempa Wilayah Padang Untuk Kelas Situs D (Tanah Sedang)

PGA (g)	0,506
S_s (g)	1,345

S_I (g)	0,559
C_{RS}	1,069
C_{RI}	0,952
F_{PGA}	1,000
F_A	1,000
F_V	1,300
PSA (g)	0,506
S_{MS} (g)	1,345
S_{M1} (g)	0,779
S_{DS} (g)	0,896
S_{D1} (g)	0,519
T_0 (detik)	0,116
T_S (detik)	0,579



Gambar 5.3 Grafik Spektral Percepatan Gempa Wilayah Padang

5.3.4 Faktor Reduksi Gempa (R)

Pada tugas akhir ini, gedung perkantoran direncanakan menggunakan sistem rangka baja dengan sistem eksentris.

Berdasarkan tabel 9 SNI 03-1726-2012 diperoleh nilai- nilai batasan yaitu:

Sistem Rangka Bangunan	R^a	Ω_0	C_d^b	B	C	D	E	F
Rangka baja dengan bresing eksentris	8	2	4	TB	TB	48	48	30

5.3.5 Faktor Keutamaan (I)

Untuk berbagai kategori risiko struktur bangunan gedung dan non gedung pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan I_e . Gedung direncanakan sebagai bangunan Perkantoran, pada tabel 3.6 bangunan termasuk kategori II sehingga pada Tabel 3.7 diperoleh nilai $I = 1$.

5.4 Analisis Struktur

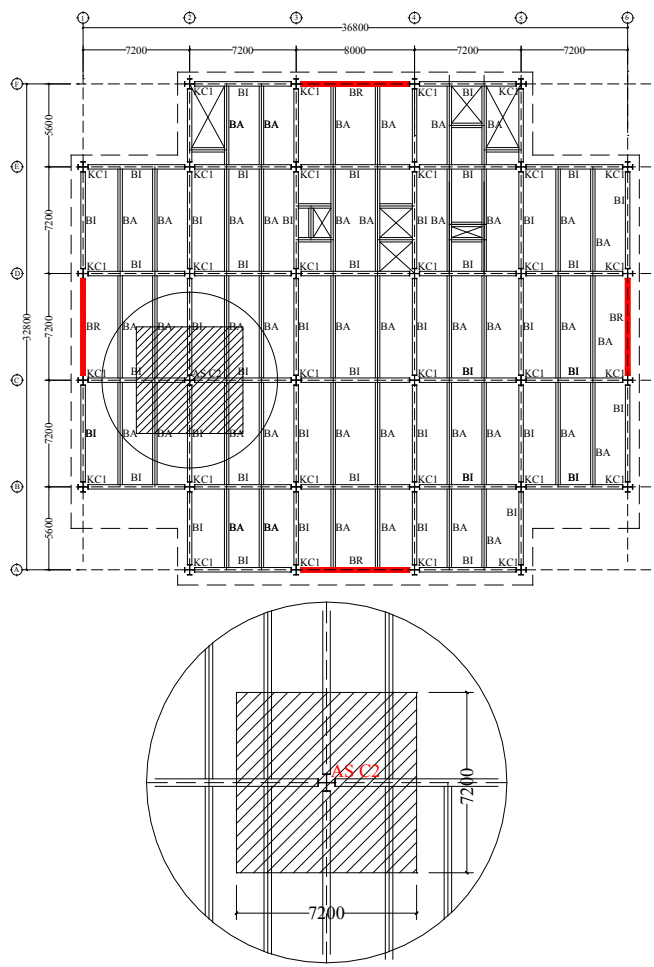
Hasil analisis struktur harus dikontrol terhadap suatu batasan- batasan tertentu untuk menentukan kelayakan sistem struktur tersebut. Kontrol- kontrol tersebut adalah sebagai berikut:

- Kontrol partisipasi massa
- Kontrol periode getar struktur
- Kontrol nilai akhir respon spektrum
- Kontrol batas simpangan (*drift*)

Sebelum melakukan kontrol- kontrol diatas, untuk membuktikan hasil permodelan struktur sesuai dengan keadaan sesungguhnya, maka dibutuhkan pemeriksaan secara manual. Pembuktian ini bisa dilakukan dengan cara membandingkan hasil analisa SAP2000 pada satu kolom yang ditinjau dengan kombinasi 1D+1L. Hasil perbandingan analisa dengan SAP 2000 dengan perhitungan manual tidak boleh melebihi batasan 5%.

Dari hasil analisis struktur juga, dipilih gaya dalam maksimum yang terjadi pada masing- masing elemen struktur sebagai kontrol kapasitas penampang.

5.4.1 Kontrol Permodelan Struktur



Gambar 5.4 Daerah Kolom Yang Ditinjau

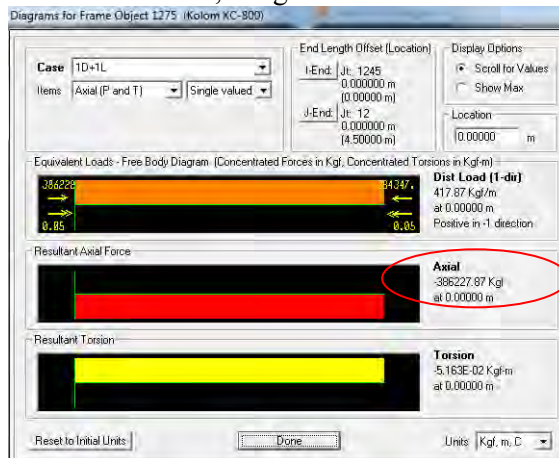
Luas area yang ditinjau = $7,2 \text{ m} \times 7,2 \text{ m} = 51,84 \text{ m}^2$

Perhitungan beban mati dan beban hidup disajikan dalam bentuk tabel:

Tabel 5.3 Perhitungan Beban

Keterangan	Berat	Jumlah	Panjang	Luas	Berat (kg)
ql lantai	250 kg/m ²	11	-	51,84 m ²	142560
ql atap	100 kg/m ²	1	-	51,84 m ²	5184
qd lantai	336 kg/m ²	11	-	51,84 m ²	191600,64
qd atap	272 kg/m ²	1	-	51,84 m ²	14100,48
Kolom 1	419,9 kg/m	3	4,5 m	-	5668,65
Kolom 2	369,7 kg/m	3	4,5 m	-	4990,95
Kolom 3	179,2 kg/m	3	4,5 m	-	2419,2
Kolom 2	132 kg/m	3	4,5 m	-	1782
BI Lantai	89,7 kg/m	11	14, 4 m	-	14208,48
BA Lantai	66 kg/m	11	14, 4 m	-	10454,4
BI Atap	66 kg/m	1	14, 4 m	-	950,4
BA Atap	36,7 kg/m	1	14, 4 m	-	528,48
Total					394499,52

Dari hasil analisa SAP2000 pada kolom As C-2 diperoleh beban aksial sebesar 386227,27 kg.



Gambar 5.5 Hasil Output SAP 2000 Kolom As C-2

Selisih perhitungan antara perhitungan manual dan hasil sap 2000 adalah sebagai berikut:

$$394499,52 \text{ kg} - 386227,27 \text{ kg} = 8272,25 \text{ kg}$$

Sehingga diperoleh persentase:

$$\frac{8272,25}{394499,52} \times 100 = 2,1\% < 5\% \text{ (OK)}$$

Dari hasil perhitungan diatas diperoleh kesimpulan bahwa permodelan telah mendekati keadaan sesungguhnya.

5.4.2 Kontrol Partisipasi Massa

Untuk mendapatkan hasil analisis struktur yang baik, analisis yang dilakukan harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi minimal 90% dari massa aktual dari masing- masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau ((SNI 03-1726-2012 pasal 7.9.1).

Pada perhitungan ini digunakan bantuan program SAP2000 untuk mendapatkan hasil partisipasi massa seperti pada tabel 5.4 dibawah ini.

Tabel 5.4 Rasio Partisipasi Massa

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	5E-08	0.680	2.2E-09
MODAL	Mode	2	0.680	0.680	1.5E-07
MODAL	Mode	3	0.680	0.680	1.5E-07
MODAL	Mode	4	0.680	0.860	1.6E-07
MODAL	Mode	5	0.860	0.860	1.6E-07
MODAL	Mode	6	0.860	0.860	1.7E-07
MODAL	Mode	7	0.860	0.860	2.8E-03
MODAL	Mode	8	0.860	0.910	2.8E-03
MODAL	Mode	9	0.910	0.910	2.8E-03

MODAL	Mode	10	0.920	0.910	2.8E-03
MODAL	Mode	11	0.920	0.940	2.8E-03
MODAL	Mode	12	0.920	0.940	2.9E-03

Dari tabel 5.2 di atas didapat partisipasi massa arah X sebesar 91% pada moda ke 9 dan partisipasi massa arah Y sebesar 91% pada moda ke 8. Maka dapat disimpulkan analisis struktur yang sudah dilakukan telah memenuhi syarat yang terdapat pada SNI-03-1726-2012 pasal 7.9.1 yaitu partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit sebesar 90%.

5.4.3 Kontrol Waktu Getar Alami Fundamental

Perkiraan periode alami fundamental (T_a) dalam detik, harus ditentukan dengan persamaan berikut:

$T_a = C_t \cdot h_n^x$ (nilai C_t dan x diambil dari tabel 15 SNI 03-1726-2012)

$$C_t = 0,0731$$

$$x = 0,75$$

$$h_n = 54$$

$$T_a = 0,0731 \cdot 54^{0,75} = 1,456 \text{ detik}$$

Dengan nilai $S_{D1} = 0,519$, maka $C_u = 1,4$

Sehingga periode struktur yang diijinkan adalah :

$$T = T_a \cdot C_u = 1,456 \cdot 1,4 = 2,039 \text{ detik}$$

Tabel 5.5 Periode dan Frekuensi Struktur

TABLE: Modal Periods And Frequencies				
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec
MODAL	Mode	1	1.857	0.539
MODAL	Mode	2	1.770	0.565
MODAL	Mode	3	1.203	0.831
MODAL	Mode	4	0.608	1.644
MODAL	Mode	5	0.580	1.725

MODAL	Mode	6	0.383	2.614
MODAL	Mode	7	0.350	2.859
MODAL	Mode	8	0.339	2.953
MODAL	Mode	9	0.324	3.089
MODAL	Mode	10	0.236	4.244
MODAL	Mode	11	0.233	4.300
MODAL	Mode	12	0.231	4.329

Dari tabel di atas didapat $T_c = 1,857$ s. Maka berdasarkan kontrol waktu getar alami fundamental nilai T masih lebih kecil dari $C_u \cdot T$. Jadi analisis struktur apartemen Mulyorejo masih memenuhi syarat SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.2.

5.4.4 Kontrol Nilai Akhir Respon Spektrum

Jika kombinasi respons untuk gaya geser dasar ragam dinamik (V_t) lebih kecil 85% dari gaya geser dasar statik (V) menggunakan prosedur gaya lateral ekuivalen, maka gaya gempa harus dikalikan dengan $0,85V/V_t$ (SNI 1726-2012 Pasal 7.9.4.1)

Rumus geser statik adalah:

$$V = C_s \cdot W \quad (\text{SNI 03-1726-2012 Pasal 7.8.1})$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} = \frac{1,0}{8/1} = 0,125$$

Nilai tidak boleh lebih dari:

$$C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0,519}{2,024 \cdot \left(\frac{8}{1}\right)} = 0,0321 < 0,125$$

(Not OK)

Dan tidak boleh kurang dari:

$$\begin{aligned} C_{s \min} &= 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_e > 0,01 \\ &= 0,044 \cdot 0,896 \cdot 1 > 0,01 \\ &= 0,03942 \geq 0,01 \rightarrow (OK) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka: } C_{s \min} &< C_s > C_{s \max} \\ 0,03942 &< 0,125 > 0,0321 \end{aligned}$$

Maka yang dipakai $C_{s \max} = 0,0321$

Jika nilai $S_1 \geq 0,6g$, maka nilai C_s diperoleh dengan menggunakan persamaan: $C_s = \frac{0,5 S_1}{(R/I)}$

Syarat:

$$S_1 \geq 0,6g$$

$$0,559 < 5,886 \text{ (Rumus tidak dipakai)}$$

Dari perhitungan diperoleh $S_1 < 0,6g$, maka rumus diatas tidak digunakan, sehingga nilai C_s yang digunakan adalah $C_{s \min} = 0,0321$

Dari analisis struktur yang sudah dilakukan, diperoleh berat total struktur Perkantoran Unesa adalah sebagai berikut:

Tabel 5.6 Reaksi Dasar Struktur

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
1,4D	Combination		-1E-08	8E-10	8355603.16
1,2D+1,6L	Combination		-2E-08	1E-09	11757091.6
1,2D+0,5L+2,8RSX	Combination	Max	7E+05	2E+05	8598512.89
1,2D+0,5L+2,8RSX	Combination	Min	-7E+05	-2E+05	8597344.49
1,2D+0,5L-2,8RSX	Combination	Max	7E+05	2E+05	8598512.89
1,2D+0,5L-2,8RSX	Combination	Min	-7E+05	-2E+05	8597344.49
1,2D+0,5L+2,8RSY	Combination	Max	2E+05	6E+05	8598157.46
1,2D+0,5L+2,8RSY	Combination	Min	-2E+05	-6E+05	8597699.92
1,2D+0,5L-2,8RSY	Combination	Max	2E+05	6E+05	8598157.46
1,2D+0,5L-2,8RSY	Combination	Min	-2E+05	-6E+05	8597699.92
0,9D+2,8RSX	Combination	Max	2E+05	7E+04	5371667.82
0,9D+2,8RSX	Combination	Min	-2E+05	-7E+04	5371250.53
0,9D-2,8RSX	Combination	Max	2E+05	7E+04	5371667.82
0,9D-2,8RSX	Combination	Min	-2E+05	-7E+04	5371250.53
0,9D+2,8RSY	Combination	Max	7E+04	2E+05	5371540.88

0,9D+2,8RSY	Combination	Min	-7E+04	-2E+05	5371377.47
0,9D-2,8RSY	Combination	Max	7E+04	2E+05	5371540.88
0,9D-2,8RSY	Combination	Min	-7E+04	-2E+05	5371377.47
1D+1L	Combination		-1E-08	8E-10	7404271.1

Dari tabel di atas didapat berat total struktur adalah 7354659,11 kg. Maka :

$$\begin{aligned}
 V_{\text{statik}} &= C_s \cdot W \\
 &= 0,0321 \cdot 7404271,1 \text{ kg} \\
 &= 237677,1 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Dari hasil analisis menggunakan program SAP 2000 didapatkan nilai gaya geser dasar (base shear) sebagai berikut :

Tabel 5.7 Gaya Geser Dasar Akibat Beban Gempa

Beban Gempa	Global FX (kg)	Global FY (kg)
Gempa Arah X	241629,99	69525,81
Gempa Arah Y	72498,21	231721,24

Kontrol nilai akhir respon spectrum:

- Arah-x :

$$\begin{aligned}
 V_{\text{dinamik}} &\geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}} \\
 241629,99 \text{ kg} &> 0,85 \cdot 237677,1 \text{ kg} \\
 241629,99 \text{ kg} &> 202025,1 \text{ kg} \dots \text{ok}
 \end{aligned}$$

- Arah-y :

$$\begin{aligned}
 V_{\text{dinamik}} &\geq 0,85 \cdot V_{\text{statik}} \\
 231721,24 \text{ kg} &< 0,85 \cdot 237677,1 \text{ kg} \\
 231721,24 \text{ kg} &< 202025,1 \text{ kg} \dots \text{ok}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, diperoleh bahwa gaya geser dasar ragam (V_t) lebih besar dari gaya geser dasar (V) sehingga gaya geser tingkat nominal akibat gempa rencana struktur gedung hasil analisis tidak perlu diperbesar dan untuk analisis selanjutnya menggunakan analisis respons spektrum.

5.4.5 Kontrol Simpangan Antar Lantai (*Drift*)

Perhitungan simpangan antar lantai (Δ) harus dihitung sebagai perbedaan defleksi pada pusat massa di tingkat teratas dan terbawah yang ditinjau. Apabila pusat massa tidak terletak segaris dalam arah vertikal, diijinkan untuk menghitung defleksi didasar tingkat berdasarkan proyeksi vertikal dari pusat massa tingkat diatasnya.

Δ_s dihitung sebagai selisih terbesar dari defleksi titik diatas dan dibawah tingkat yang letaknya segaris secara vertikal. Defleksi pusat massa di tingkat x (δ_x) ditentukan dengan persamaan berikut:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \leq \Delta_a$$

Dimana:

δ_{xe} = defleksi pada lantai ke- x yang ditentukan dengan analisis elastis

C_d = faktor pembesaran defleksi (4)

I_e = faktor keutamaan gedung (1,0)

$\Delta_a = 0,020h_{sx}$

ρ = Faktor redudansi (1,0)

Tabel 5.8 Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat
Beban Gempa Arah X

Lantai	h_i	δ_{xe}	δ_x	Δ	Δ_a	Δ_a/ρ	$\Delta \leq \Delta_a/\rho$
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
12	4500	42.54	170.18	12.98	90	90	OK
11	4500	39.30	157.20	15.54	90	90	OK
10	4500	35.41	141.66	17.45	90	90	OK
9	4500	31.05	124.21	16.86	90	90	OK
8	4500	26.84	107.34	17.65	90	90	OK
7	4500	22.42	89.69	18.08	90	90	OK

6	4500	17.90	71.61	14.28	90	90	OK
5	4500	14.33	57.33	14.19	90	90	OK
4	4500	10.78	43.14	13.74	90	90	OK
3	4500	7.35	29.40	12.55	90	90	OK
2	4500	4.21	16.85	10.90	90	90	OK
1	4500	1.49	5.94	5.94	90	90	OK

Tabel 5.9 Kontrol Simpangan Antar Lantai Akibat
Beban Gempa Arah Y

Lantai	hi	δx_e	δx	Δ	Δa	$\Delta a/\rho$	$\Delta \leq \Delta a/\rho$
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
12	4500	44.59	178.37	13.84	90	90	OK
11	4500	41.13	164.53	16.11	90	90	OK
10	4500	37.10	148.42	18.01	90	90	OK
9	4500	32.60	130.40	17.68	90	90	OK
8	4500	28.18	112.73	18.44	90	90	OK
7	4500	23.57	94.29	18.88	90	90	OK
6	4500	18.85	75.41	15.25	90	90	OK
5	4500	15.04	60.15	15.05	90	90	OK
4	4500	11.28	45.11	14.47	90	90	OK
3	4500	7.66	30.64	13.22	90	90	OK
2	4500	4.35	17.42	11.13	90	90	OK
1	4500	1.57	6.29	6.29	90	90	OK

Dari hasil analisa tabel di atas maka analisis struktur memenuhi persyaratan sesuai dengan SNI 03-1726-2012 Pasal 7.9.3 dan Pasal 7.12.1.

BAB VI

PERENCANAAN STRUKTUR PRIMER

6.1 Analisis Struktur

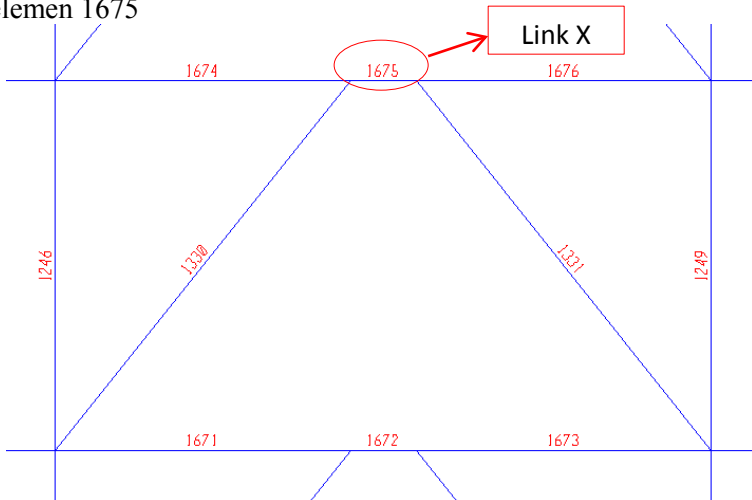
Setelah melakukan permodelan struktur 3 dimensi dengan menggunakan program bantu SAP 2000, elemen- elemen struktur akan dianalisa sesuai dengan ketentuan- ketentuan perencanaan struktur berdasarkan SNI 03-1729-2002.

6.2 Perencanaan Elemen Struktur Primer

6.2.1 Link WF 800.300.14.26

6.2.1.1 Link Arah X

Pada perhitungan *link* arah x dipilih link pada lantai 2 pada elemen 1675



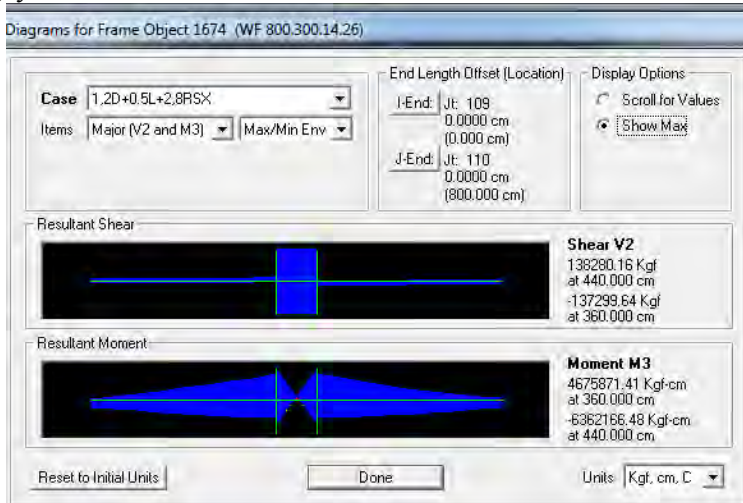
Gambar 6.1 Element *Link* Arah X

Pada *link* arah X direncanakan menggunakan profil WF 800 x 300 x 14 x 26 dengan data- data sebagai berikut:

d	= 800 mm	ix	= 33 cm
bf	= 300 mm	iy	= 6,62 cm
tf	= 26 mm	Zx	= 7795 cm ³
tw	= 14 mm	Zy	= 1207 cm ³

$$\begin{array}{ll}
 A &= 267,4 \text{ cm}^2 & S_x &= 7290 \text{ cm}^3 \\
 q &= 210 \text{ kg/m} & S_y &= 782 \text{ cm}^3 \\
 I_x &= 292000 \text{ cm}^4 & r &= 28 \text{ cm} \\
 I_y &= 11700 \text{ cm}^4 & h &= d - 2(tf+r) \\
 F_y &= 250 \text{ Mpa (BJ-41)} & &= 692 \text{ mm}
 \end{array}$$

Hasil dari output SAP 2000 untuk *link* arah x di peroleh gaya dalam sebesar:



Gambar 6.2 Gaya Dalam *Link* Arah X

$$\begin{array}{ll}
 N_u &= 20323,45 \text{ kg} \\
 V_u &= -138280,16 \text{ kg} \\
 M_u &= -6362166,48 \text{ kg.cm} \\
 \Delta e &= 7,39 \text{ mm}
 \end{array}$$

- Kontrol penampang Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2.26} = 5,77$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{fy}} = 8,54$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$

Pelat badan

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 267,4 \text{ cm}^2 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 668500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{Nu}{\phi \cdot N_y} = \frac{20323,45}{0,9 \cdot 668500} = 0,034 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{692}{14} = 49,43$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{f_y}} \cdot \left(1 - 1,54 \cdot \frac{Nu}{\phi \cdot N_y} \right)$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{250}} \cdot (1 - 1,54 \times 0,034) = 81,84$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$

Karena penampang kompak, maka:

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 267,4 \text{ cm}^2 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 668500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$0,15 N_y = 0,15 \cdot 668500 \text{ kg} = 100275 \text{ kg} > Nu$$

Karena $0,15 N_y > Nu$, sehingga berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana link tidak diperhitungkan.

- Kontrol kuat geser

$$\begin{aligned} V_p &= 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \\ &= 0,6 \cdot 2500 \cdot (80 - 2 \cdot 2,6) \cdot 1,4 \\ &= 157080 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

$$M_{px} = f_y \times Z_x = 2500 \times 7995 = 19987500 \text{ kg.cm}$$

$$1,5 \cdot S_x \cdot f_y = 1,5 \cdot 7290 \cdot 2500 = 27337500 \text{ kg.cm}$$

$$M_{px} \text{ menentukan} = 19987500 \text{ kg.cm}$$

$$2 \cdot M_p / e = 2 \cdot 19987500 / 80 = 499687,5 \text{ kg}$$

$$\theta \cdot V_n = 0,9 \cdot 157080 = 141372 \text{ kg}$$

$$\theta \cdot V_n > V_u = 141372 \text{ kg} > 138280,16 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol sudut rotasi *link*

Sudut rotasi *link*

$$1,6 \cdot Mp / Vp = 1,6 \cdot 19987500 / 157080 = 203,59 \text{ cm}$$

$$2,6 \cdot Mp / Vp = 2,6 \cdot 19987500 / 157080 = 330,83 \text{ cm}$$

$$e = 80 \text{ cm} < 1,6 \cdot Mp / Vp$$

Karena $e < 1,6 \cdot Mp / Vp$, berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.7 $\alpha_{maks} = 0,08 \text{ radian}$

$$\Delta = Cd \cdot \Delta e = 4 \cdot 7,39 \text{ mm} = 29,56 \text{ mm}$$

$$\alpha = \left(\frac{L}{e} \right) \cdot \phi = \left(\frac{800}{80} \right) \cdot \left(\frac{2,956}{450} \right) = 0,066 \text{ radian}$$

$$\alpha < \alpha_{maks} \quad (\text{OK})$$

6.2.1.2 Pengaku *Link* Arah X

Berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.3.1, Dititik pertemuan dengan batang bressing pada *link*, harus dipasang pengaku setinggi badan *link* dan berada di kedua sisi pelat badan *link*. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari $(bf - 2tf)$ dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar antara $0,75tw$ atau 10 mm, bf dan tw merupakan lebar pelat sayap dan tebal pelat badan *link*.

Untuk pengaku dengan panjang *link* $< 1,6 \cdot Mp / Vp$, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk $\alpha = 0,08 \text{ radian}$

$$S = 30 \cdot tw - d/5 = 30 \cdot 1,4 - 80/5 = 26 \text{ cm}$$

Untuk $\alpha = 0,02 \text{ radian}$

$$S = 52 \cdot tw - d/5 = 52 \cdot 1,4 - 80/5 = 56,8 \text{ cm}$$

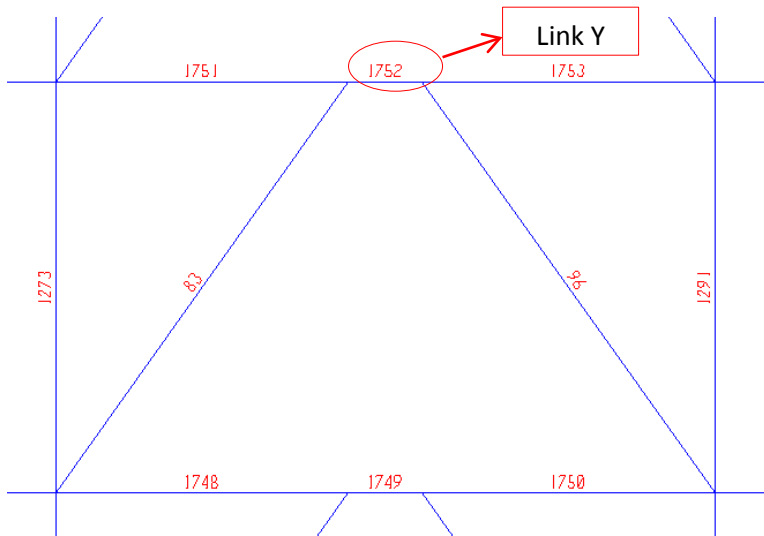
Untuk $\alpha = 0,066 \text{ radian}$, maka harus diinterpolasi

$$S = 56,8 - \left(\frac{0,066 - 0,02}{0,08 - 0,02} \right) \cdot (56,8 - 26) = 33,3 \text{ cm}$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 27 cm.

6.2.1.3 *Link* Arah Y

Pada perhitugn *link* arah Y dipilih link pada lantai 2 pada elemen 1752

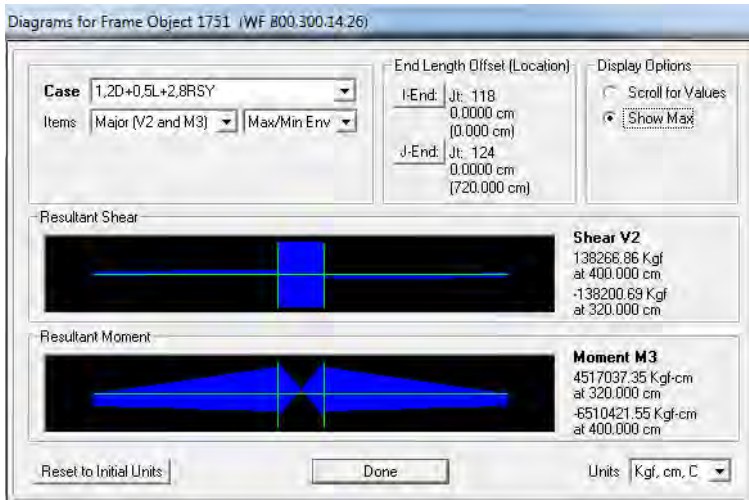
Gambar 6.3 Element *Link* Arah Y

Pada *link* arah Y direncanakan menggunakan profil WF 800 x 300 x 14 x 26 dengan data- data sebagai berikut:

d	$= 800 \text{ mm}$	i_x	$= 33 \text{ cm}$
bf	$= 300 \text{ mm}$	i_y	$= 6,62 \text{ cm}$
tf	$= 26 \text{ mm}$	Z_x	$= 7795 \text{ cm}^3$
tw	$= 14 \text{ mm}$	Z_y	$= 1207 \text{ cm}^3$
A	$= 267,4 \text{ cm}^2$	S_x	$= 7290 \text{ cm}^3$
q	$= 210 \text{ kg/m}$	S_y	$= 782 \text{ cm}^3$
I_x	$= 292000 \text{ cm}^4$	r	$= 28 \text{ cm}$
I_y	$= 11700 \text{ cm}^4$	h	$= d - 2(tf+r)$
F_y	$= 250 \text{ Mpa (BJ-41)}$		$= 692 \text{ mm}$

Hasil dari output SAP 2000 untuk *link* arah x di peroleh gaya dalam sebesar:

N_u	$= - 2000,7 \text{ kg}$
V_u	$= - 138266,86 \text{ kg}$
M_u	$= - 6510421,55 \text{ kg.cm}$
Δe	$= 2,27 \text{ mm}$



Gambar 6.4 Gaya Dalam *Link* Arah Y

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2.26} = 5,77$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{fy}} = 8,54$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ Penampang Kompak

Pelat badan:

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 267,4 \text{ cm}^2 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 668500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{Nu}{\phi \cdot N_y} = \frac{2000,7}{0,9 \cdot 668500} = 0,003 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{14} = 49,43$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{fy}} \cdot \left(1 - 1,54 \cdot \frac{Nu}{\phi \cdot N_y}\right)$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{250}} \cdot (1 - 1,54 \times 0,003) = 85,89$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 267,4 \text{ cm}^2 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 668500 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$0,15 N_y = 0,15 \cdot 668500 \text{ kg} = 100275 \text{ kg} > N_u$$

Karena $0,15 N_y > N_u$, sehingga berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana link tidak diperhitungkan.

- Kontrol kuat geser

$$\begin{aligned} V_p &= 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \\ &= 0,6 \cdot 2500 \cdot (80 - 2 \cdot 2,6) \cdot 1,4 \\ &= 157080 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

$$M_{px} = f_y \times Z_x = 2500 \times 7995 = 19987500 \text{ kg.cm}$$

$$1,5 \cdot S_x \cdot f_y = 1,5 \cdot 7290 \cdot 2500 = 27337500 \text{ kg.cm}$$

$$M_{px} \text{ menentukan} = 19987500 \text{ kg.cm}$$

$$2 \cdot M_p / e = 2 \cdot 19987500 / 80 = 499687,5 \text{ kg}$$

$$\theta \cdot V_n = 0,9 \cdot 157080 = 141372 \text{ kg}$$

$$\theta \cdot V_n > V_u = 141372 \text{ kg} > 138266,86 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol sudut rotasi *link*

Sudut rotasi *link*

$$1,6 \cdot M_p / V_p = 1,6 \cdot 19987500 / 157080 = 203,59 \text{ cm}$$

$$2,6 \cdot M_p / V_p = 2,6 \cdot 19987500 / 157080 = 330,83 \text{ cm}$$

$$e = 80 \text{ cm} < 1,6 \cdot M_p / V_p$$

Karena $e < 1,6 \cdot M_p / V_p$, berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.7 $\alpha_{maks} = 0,08$ radian

$$\Delta = C_d \cdot \Delta e = 4 \cdot 2,27 \text{ mm} = 9,08 \text{ mm}$$

$$\alpha = \left(\frac{L}{e} \right) \cdot \phi = \left(\frac{800}{80} \right) \cdot \left(\frac{0,908}{450} \right) = 0,018 \text{ radian}$$

$$\alpha < \alpha_{maks} \quad (\text{OK})$$

6.2.1.4 Pengaku *Link* Arah Y

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.3.1, Dititik pertemuan dengan batang bressing pada *link*, harus dipasang pengaku setinggi badan *link* dan berada di kedua sisi pelat badan *link*. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari $(bf - 2tf)$ dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar antara $0,75tw$ atau 10 mm, bf dan tw merupakan lebar pelat sayap dan tebal pelat badan *link*.

Untuk pengaku dengan panjang *link* $< 1,6 \cdot Mp / Vp$, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk $\alpha = 0,08$ radian

$$S = 30 \cdot tw - d/5 = 30 \cdot 1,4 - 80/5 = 26 \text{ cm}$$

Untuk $\alpha = 0,02$ radian

$$S = 52 \cdot tw - d/5 = 52 \cdot 1,4 - 80/5 = 56,8 \text{ cm}$$

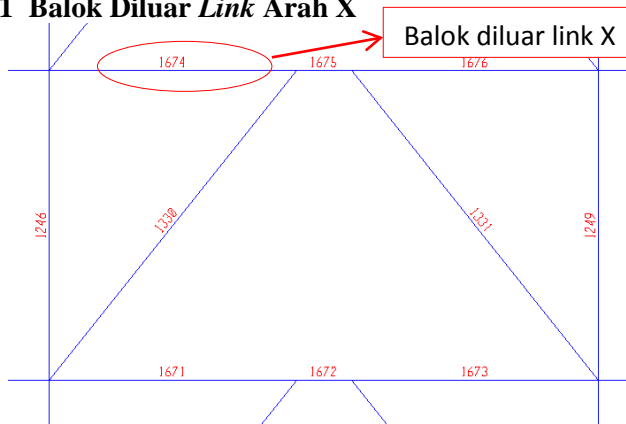
Untuk $\alpha = 0,018$ radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 56,8 - \left(\frac{0,018 - 0,02}{0,08 - 0,02} \right) \cdot (56,8 - 26) = 57,7 \text{ cm}$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 27 cm.

6.2.2 Balok Diluar *Link* WF 800.300.14.26

6.2.2.1 Balok Diluar *Link* Arah X



Gambar 6.5 Element Balok Diluar *Link* Arah X

Balok diluar *link* arah X direncanakan menggunakan profil WF 800 x 300 x 14 x 26, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 800 mm	ix	= 33 cm
bf	= 300 mm	iy	= 6,62 cm
tf	= 26 mm	Zx	= 7795 cm ³
tw	= 14 mm	Zy	= 1207 cm ³
A	= 267,4 cm ²	Sx	= 7290 cm ³
q	= 210 kg/m	Sy	= 782 cm ³
Ix	= 292000 cm ⁴	r	= 28 cm
Iy	= 11700 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 692 mm

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok yang terletak diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar $R_y \cdot V_n$. Dan kuat rencana balok diluar *link* dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor R_y .

$$V_u = 1,1 \times R_y \times V_n$$

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari V_p atau $2Mp/e$

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot tf) \cdot tw$$

$$= 0,6 \cdot 2500 \cdot (80 - 2 \cdot 2,6) \cdot 1,4 = 157080 \text{ kg}$$

$$2 \cdot Mp / e = 2 \cdot 19987500 / 80 = 499687,5 \text{ kg}$$

$$V_n \text{ menentukan} = 157080 \text{ kg}$$

$$\text{Maka, } V_n = 1,1 \cdot 1,5 \cdot 157080$$

$$= 259182 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \cdot 26} = 5,77$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = 10,75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{14} = 49,43$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} = 106,25$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kapasitas momen penampang
Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times f_y$$

$$= 7995 \times 2500 = 19987500 \text{ kg.cm}$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 19987500 \text{ kg.cm}$$

$$= 17988750 \text{ kg.cm}$$

- Kapasitas geser penampang

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{14} = 49,43$$

$$a = \frac{L - e}{2} = \frac{8000 - 800}{2} = 3600$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5 + \frac{5}{(3600/800)^2} = 5,25$$

$$1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{fy}} = 1,1 \cdot \sqrt{\frac{5,25 \cdot 2000000}{2500}} = 71,27$$

$$\lambda \leq 1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{fy}} \rightarrow 49,43 < 71,27 \text{ (Plastis)}$$

$$V_n = 0,6 f_y A_w \cdot R_y$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (80 \times 1,4) \times 1,5 = 252000 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 252000 \text{ kg} = 226800 \text{ kg}$$

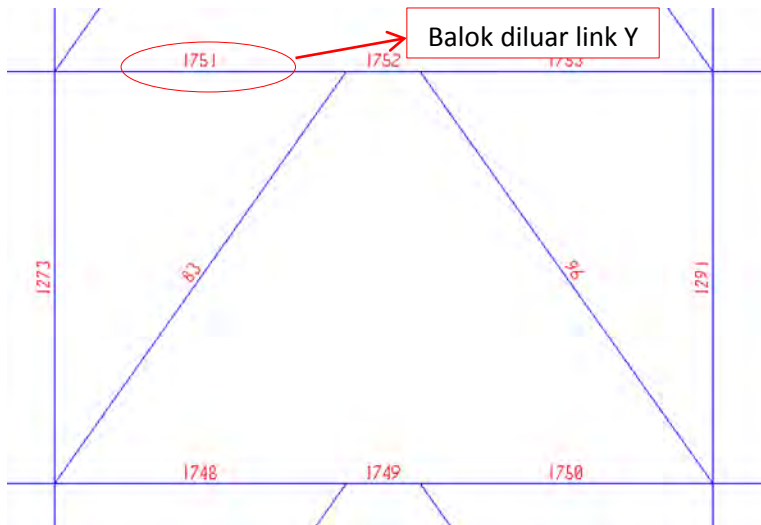
- Kontrol interaksi geser lentur
Pada perhitungan balok diluar *link* arah x dipilih balok pada elemen 1686 dengan $M_u = 5351926,57 \text{ kg.cm}$ (Analisa dari SAP2000)

$$\frac{Mu}{\phi \cdot Mn} + 0,625 \frac{Vu}{\phi \cdot Vn} \leq 1,375$$

$$\frac{5351926,57}{17988750} + 0,625 \frac{259182}{226800} \leq 1,375$$

$$1,012 \leq 1,375 \quad (\text{OK})$$

6.2.2.2 Balok Diluar *Link* Arah Y



Gambar 6.6 Element Balok Diluar *Link* Arah Y

Balok diluar *link* arah Y direncanakan menggunakan profil WF 800 x 300 x 14 x 26, dengan data- data sebagai berikut:

d = 800 mm	ix = 33 cm
bf = 300 mm	iy = 6,62 cm
tf = 26 mm	Zx = 7795 cm ³
tw = 14 mm	Zy = 1207 cm ³
A = 267,4 cm ²	Sx = 7290 cm ³
q = 210 kg/m	Sy = 782 cm ³
Ix = 292000 cm ⁴	r = 28 cm

$$\begin{aligned} I_y &= 11700 \text{ cm}^4 & h &= d - 2(tf+r) \\ F_y &= 250 \text{ Mpa (BJ-41)} & &= 692 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok yang terletak diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar $R_y \cdot V_n$. Dan kuat rencana balok diluar link dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor R_y .

$$V_u = 1,1 \times R_y \times V_n$$

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari V_p atau $2M_p/e$

$$\begin{aligned} V_p &= 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot tf) \cdot tw \\ &= 0,6 \cdot 2500 \cdot (80 - 2 \cdot 2,6) \cdot 1,4 = 157080 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$2 \cdot M_p / e = 2 \cdot 19987500 / 80 = 499687,5 \text{ kg}$$

$$V_n \text{ menentukan} = 157080 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka, } V_n &= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 157080 \\ &= 259182 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \cdot 26} = 5,77$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = 10,75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{692}{14} = 49,43$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = 106,25$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kapasitas momen penampang

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times f_y$$

$$= 7995 \times 2500 = 19987500 \text{ kg.cm}$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 19987500 \text{ kg.cm}$$

$$= 17988750 \text{ kg.cm}$$

Kapasitas geser penampang

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{692}{14} = 49,43$$

$$a = \frac{L - e}{2} = \frac{7200 - 800}{2} = 3200$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5 + \frac{5}{(3200/800)^2} = 5,31$$

$$1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} = 1,1 \cdot \sqrt{\frac{5,31 \cdot 2000000}{2500}} = 71,71$$

$$\lambda \leq 1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} \rightarrow 49,43 < 71,71 \text{ (Plastis)}$$

$$V_n = 0,6 f_y A_w \cdot R_y$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (80 \times 1,4) \times 1,5 = 252000 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 252000 \text{ kg} = 226800 \text{ kg}$$

- Kontrol interaksi geser lentur

Pada perhitungan balok diluar *link* arah Y dipilih balok pada elemen 1763 dengan $M_u = 5544623,53 \text{ kg.cm}$ (Analisa dari SAP2000)

$$\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} \leq 1,375$$

$$\frac{5544623,53}{17988750} + 0,625 \frac{259182}{226800} \leq 1,375$$

$$1,022 \leq 1,375 \quad (\text{OK})$$

6.2.3 Bressing WF 400.400.21.21

6.2.3.1 Bressing Arah X

Berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi- aksial- dan lentur perlu pada batang bressing harus

direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1,25 Ry Vn. Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu element *link*.

Bresing arah X direncanakan menggunakan profil WF 400 x 400 x 21 x 21, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 400 mm	ix	= 16,8 cm
bf	= 408 mm	iy	= 9,75 cm
tf	= 21 mm	Zx	= 3920 cm ³
tw	= 21 mm	Zy	= 1787 cm ³
A	= 250,7 cm ²	Sx	= 3540 cm ³
q	= 197 kg/m	Sy	= 1170 cm ³
Ix	= 70900 cm ⁴	r	= 22 cm
Iy	= 23800 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 314 mm
α	= 51,34°		

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,25 \cdot R_y \cdot V_n \\
 &= 1,25 \cdot 1,5 \cdot (0,6 \cdot 2500 \cdot (80 - 2 \cdot 2,6) \cdot 1,4) \\
 &= 294525 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{u \text{ tekan}} &= \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{294525}{\sin 51,34^\circ} = 377176,03 \text{ kg} \\
 P_{u \text{ tarik}} &= \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{294525}{\sin 51,34^\circ} = 377176,03 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{408}{2 \cdot 21} = 9,71$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = 15,81$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ Penampang tidak langsing

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{314}{21} = 14,95$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = 42,06$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

- Kontrol kekuatan bresing

$$\text{Panjang bresing } L = \sqrt[2]{450^2 + 360^2} = 576,28 \text{ cm}$$

$$\text{Arah } X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{587,28 \cdot 1}{16,8} = 34,3$$

$$\text{Arah } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{587,28 \cdot 1}{9,75} = 59,11$$

$$\lambda_y \rightarrow \lambda = 59,11$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{59,11}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{250}{200000}} = 0,665$$

$0,25 < \lambda < 1,2$ maka:

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 0,665} = 1,239$$

Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot Ag$$

$$= 1,5 \cdot 2500 \cdot 250,7 = 940125 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,90 \times 940125 \text{ kg} = 846112,5 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > Pu \rightarrow 846112,5 \text{ kg} > 377176,03 \text{ kg (OK)}$$

Bresing tekan

$$P_{max} = 1,1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Ag / F_{cr}$$

$$= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 2500 \cdot 250,7 / 1,239$$

$$= 834783,08 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,85 \times 834783,08 \text{ kg} = 709565,62 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > Pu \rightarrow 709565,62 \text{ kg} > 377176,03 \text{ kg (OK)}$$

6.2.3.2 Bresing Arah Y

Berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi- aksial- dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar

1,25 Ry Vn. Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu element *link*.

Bresing arah Y direncanakan menggunakan profil WF 400 x 400 x 21 x 21, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 400 mm	ix	= 16,8 cm
bf	= 408 mm	iy	= 9,75 cm
tf	= 21 mm	Zx	= 3920 cm ³
tw	= 21 mm	Zy	= 1787 cm ³
A	= 250,7 cm ²	Sx	= 3540 cm ³
q	= 197 kg/m	Sy	= 1170 cm ³
Ix	= 70900 cm ⁴	r	= 22 cm
Iy	= 23800 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 314 mm
α	= 54,58 ⁰		

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,25 \cdot R_y \cdot V_n \\
 &= 1,25 \cdot 1,5 \cdot (0,6 \cdot 2500 \cdot (80 - 2 \cdot 2,6) \cdot 1,4) \\
 &= 294525 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{294525}{\sin 54,58^0} = 377176,03 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{294525}{\sin 54,58^0} = 377176,03 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{408}{2 \cdot 21} = 9,71$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = 15,81$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ Penampang tidak langsing

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{314}{21} = 14,95$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = 42,06$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

- Kontrol kekuatan bresing

$$\text{Panjang bresing } L = \sqrt[2]{450^2 + 320^2} = 552,18 \text{ cm}$$

$$\text{Arah } X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{552,18 \cdot 1}{16,8} = 32,87$$

$$\text{Arah } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{552,18 \cdot 1}{9,75} = 56,63$$

$$\lambda_y \rightarrow \lambda = 56,63$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{56,63}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{250}{200000}} = 0,637$$

$0,25 < \lambda < 1,2$ maka:

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 0,637} = 1,219$$

Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot Ag$$

$$= 1,5 \cdot 2500 \cdot 250,7 = 940125 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,90 \times 940125 \text{ kg} = 846112,5 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > Pu \rightarrow 846112,5 \text{ kg} > 377176,03 \text{ kg (OK)}$$

Bresing tekan

$$P_{max} = 1,1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Ag / F_{cr}$$

$$= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 2500 \cdot 250,7 / 1,219$$

$$= 848263,42 \text{ kg}$$

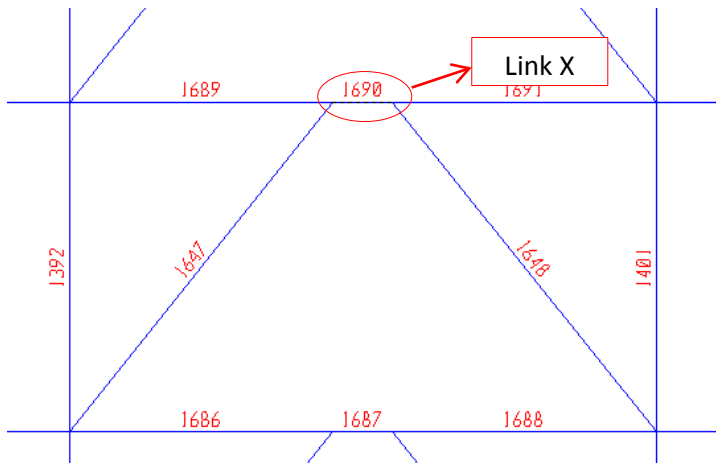
$$\phi_c P_n = 0,85 \times 848263,42 \text{ kg} = 721023,91 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > Pu \rightarrow 721023,91 \text{ kg} > 377176,03 \text{ kg (OK)}$$

6.2.4 Link WF 600.200.7.11

6.2.4.1 Link Arah X

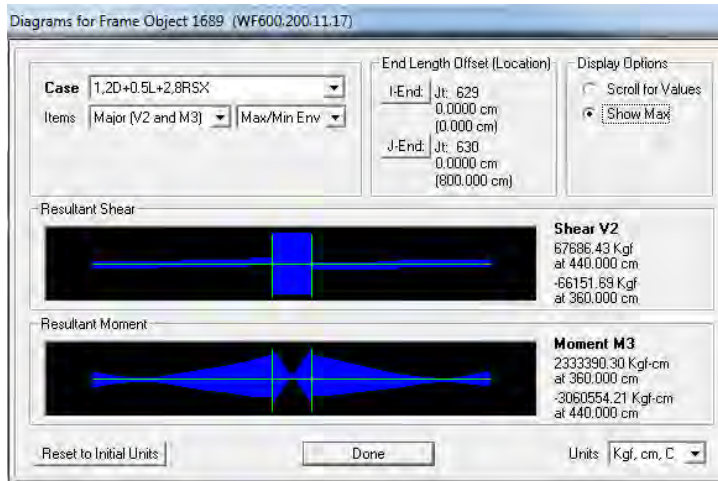
Pada perhitungan *link* arah x dipilih link pada elemen 1690

Gambar 6.7 Element *Link* Arah X

Pada *link* arah X direncanakan menggunakan profil WF 600 x 200 x 11 x 17 dengan data- data sebagai berikut:

d = 600 mm	$i_x = 24 \text{ cm}$
bf = 200 mm	$i_y = 4,12 \text{ cm}$
tf = 17 mm	$Z_x = 2863 \text{ cm}^3$
tw = 11 mm	$Z_y = 357 \text{ cm}^3$
A = $134,4 \text{ cm}^2$	$S_x = 2590 \text{ cm}^3$
q = 106 kg/m	$S_y = 228 \text{ cm}^3$
$I_x = 77600 \text{ cm}^4$	r = 22 cm
$I_y = 2280 \text{ cm}^4$	h = d - 2(tf+r)
Fy = 250 Mpa (BJ-41)	= 522 mm

Hasil dari output SAP 2000 untuk *link* arah x di peroleh gaya dalam sebesar:

Gambar 6.8 Gaya Dalam *Link* Arah X

$$\begin{aligned} N_u &= -14273,32 \text{ kg} \\ V_u &= 67686,43 \text{ kg} \\ M_u &= -3060554,21 \text{ kg.cm} \\ \Delta e &= 7,57 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2.17} = 5,88$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{f_y}} = 8,54$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ Penampang Kompak

Pelat badan

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 134,4 \text{ cm}^2 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 336000 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{N_u}{\phi \cdot N_y} = \frac{14273,32}{0,9 \cdot 336000} = 0,047 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{11} = 47,75$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{f_y}} \cdot \left(1 - 1,54 \cdot \frac{Nu}{\phi \cdot N_y}\right)$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{250}} \cdot (1 - 1,54 \times 0,047) = 80,05$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Karena penampang kompak, maka:

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 134,4 \text{ cm}^2 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 336000 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$0,15 N_y = 0,15 \cdot 336000 \text{ kg} = 50400 \text{ kg} > Nu$$

Karena $0,15 N_y > Nu$, sehingga berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana link tidak diperhitungkan.

- Kontrol kuat geser

$$\begin{aligned} V_p &= 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \\ &= 0,6 \cdot 2500 \cdot (60 - 2 \cdot 1,7) \cdot 1,1 \\ &= 93390 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

$$M_{px} = f_y \times Z_x = 2500 \times 2863 = 7157500 \text{ kg.cm}$$

$$1,5 \cdot S_x \cdot f_y = 1,5 \cdot 2590 \cdot 2500 = 9712500 \text{ kg.cm}$$

$$M_{px} \text{ menentukan} = 7157500 \text{ kg.cm}$$

$$2 \cdot M_p / e = 2 \cdot 7157500 / 80 = 178937,5 \text{ kg}$$

$$\theta \cdot V_n = 0,9 \cdot 93390 = 84051 \text{ kg}$$

$$\theta \cdot V_n > V_u = 84051 \text{ kg} > 67686,43 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol sudut rotasi *link*

Sudut rotasi *link*

$$1,6 \cdot M_p / V_p = 1,6 \cdot 7157500 / 93390 = 122,63 \text{ cm}$$

$$2,6 \cdot M_p / V_p = 2,6 \cdot 7157500 / 93390 = 199,27 \text{ cm}$$

$$e = 80 \text{ cm} < 1,6 \cdot M_p / V_p$$

Karena $e < 1,6 \cdot M_p / V_p$, berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.7 $\alpha_{maks} = 0,08$ radian

$$\Delta = C_d \cdot \Delta e = 4 \cdot 7,57 \text{ mm} = 30,28 \text{ mm}$$

$$\alpha = \left(\frac{L}{e}\right) \cdot \phi = \left(\frac{800}{80}\right) \cdot \left(\frac{3,028}{450}\right) = 0,067 \text{ radian}$$

$$\alpha < \alpha_{\text{maks}} \quad (\text{OK})$$

6.2.4.2 Pengaku *Link* Arah X

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.3.1, Dititik pertemuan dengan batang bressing pada *link*, harus dipasang pengaku setinggi badan *link* dan berada di kedua sisi pelat badan *link*. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari $(bf - 2tf)$ dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar antara $0,75tw$ atau 10 mm, bf dan tw merupakan lebar pelat sayap dan tebal pelat badab *link*.

Untuk pengaku dengan panjang *link* $< 1,6 \cdot Mp / Vp$, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk $\alpha = 0,08$ radian

$$S = 30 \cdot tw - d/5 = 30 \cdot 1,1 - 60/5 = 21 \text{ cm}$$

Untuk $\alpha = 0,02$ radian

$$S = 52 \cdot tw - d/5 = 52 \cdot 1,1 - 60/5 = 45,2 \text{ cm}$$

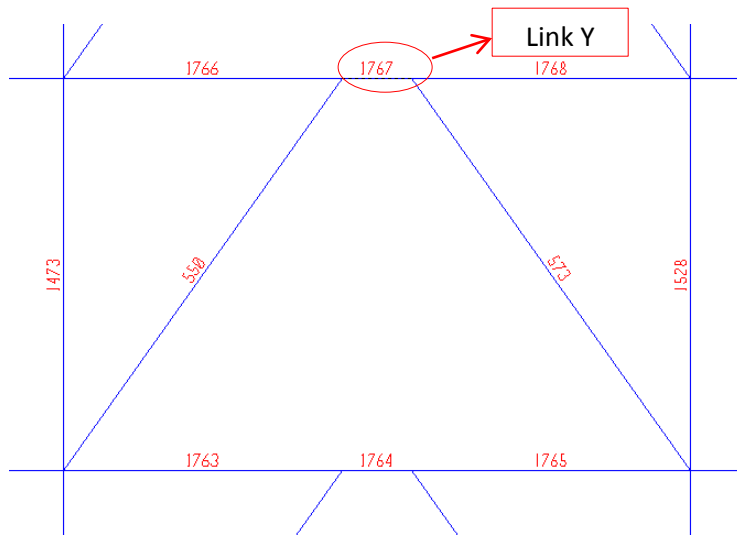
Untuk $\alpha = 0,033$ radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 45,2 - \left(\frac{0,067 - 0,02}{0,08 - 0,02}\right) \cdot (45,2 - 21) = 26,1 \text{ cm}$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 27 cm.

6.2.4.3 *Link* Arah Y

Pada perhitungn *link* arah Y dipilih link pada lantai1 pada elemen 1767

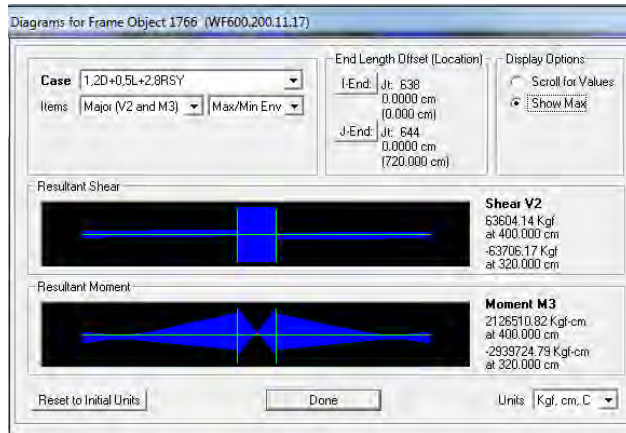
Gambar 6.9 Element *Link* Arah Y

Pada *link* arah Y direncanakan menggunakan profil WF600 x 200 x 11 x 17 dengan data- data sebagai berikut:

d = 600 mm	ix = 24 cm
bf = 200 mm	iy = 4,12 cm
tf = 17 mm	Zx = 2863 cm ³
tw = 11 mm	Zy = 357 cm ³
A = 134,4 cm ²	Sx = 2590 cm ³
q = 106 kg/m	Sy = 228 cm ³
Ix = 77600 cm ⁴	r = 22 cm
Iy = 2280 cm ⁴	h = d - 2(tf+r)
Fy = 250 Mpa (BJ-41)	= 522 mm

Hasil dari output SAP 2000 untuk *link* arah x di peroleh gaya dalam sebesar:

Nu = -1266,08 kg
Vu = 63604,14 kg
Mu = - 2939724 kg.cm
Δe = 3,71 mm



Gambar 6.10 Gaya Dalam *Link* Arah Y

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2.17} = 5,88$$

$$\lambda_p = \frac{135}{\sqrt{fy}} = 8,54$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ *Penampang Kompak*

Pelat badan

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 134,4 \text{ cm}^2 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 336000 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\frac{N_u}{\phi \cdot N_y} = \frac{1266,08}{0,9 \cdot 336000} = 0,004 < 0,125$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{11} = 47,75$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{fy}} \cdot \left(1 - 1,54 \cdot \frac{N_u}{\phi \cdot N_y}\right)$$

$$\lambda_p = \frac{1365}{\sqrt{250}} \cdot (1 - 1,54 \times 0,004) = 85,77$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ *Penampang Kompak*

Karena penampang kompak, maka:

$$\begin{aligned} N_y &= A_g \times f_y \\ &= 134,4 \text{ cm}^2 \times 2500 \text{ kg/m}^2 \\ &= 336000 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$0,15 N_y = 0,15 \cdot 336000 \text{ kg} = 50400 \text{ kg} > N_u$$

Karena $0,15 N_y > N_u$, sehingga berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.2.5, pengaruh gaya aksial pada kuat geser rencana link tidak diperhitungkan.

- Kontrol kuat geser

$$\begin{aligned} V_p &= 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \\ &= 0,6 \cdot 2500 \cdot (60 - 2 \cdot 1,7) \cdot 1,1 \\ &= 93390 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

$$M_{px} = f_y \times Z_x = 2500 \times 2863 = 7157500 \text{ kg.cm}$$

$$1,5 \cdot S_x \cdot f_y = 1,5 \cdot 2590 \cdot 2500 = 9712500 \text{ kg.cm}$$

$$M_{px} \text{ menentukan} = 7157500 \text{ kg.cm}$$

$$2 \cdot M_p / e = 2 \cdot 7157500 / 80 = 178937,5 \text{ kg}$$

$$\theta \cdot V_n = 0,9 \cdot 93390 = 84051 \text{ kg}$$

$$\theta \cdot V_n > V_u = 84051 \text{ kg} > 63604,14 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol sudut rotasi *link*

Sudut rotasi *link*

$$1,6 \cdot M_p / V_p = 1,6 \cdot 7157500 / 93390 = 122,63 \text{ cm}$$

$$2,6 \cdot M_p / V_p = 2,6 \cdot 7157500 / 93390 = 199,27 \text{ cm}$$

$$e = 80 \text{ cm} < 1,6 \cdot M_p / V_p$$

Karena $e < 1,6 \cdot M_p / V_p$, berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.2.7 $\alpha_{maks} = 0,08 \text{ radian}$

$$\Delta = C_d \cdot \Delta e = 4 \cdot 3,71 \text{ mm} = 14,84 \text{ mm}$$

$$\alpha = \left(\frac{L}{e} \right) \cdot \phi = \left(\frac{720}{80} \right) \cdot \left(\frac{1,484}{450} \right) = 0,030 \text{ radian}$$

$$\alpha < \alpha_{maks} \quad (\text{OK})$$

6.2.4.4 Pengaku *Link* Arah Y

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.3.1, Dititik pertemuan dengan batang *bressing* pada *link*, harus dipasang

pengaku setinggi badan *link* dan berada di kedua sisi pelat badan *link*. Pengaku tersebut harus mempunyai lebar total tidak kurang dari $(bf - 2tf)$ dan ketebalan yang tidak kurang dari nilai terbesar antara $0,75tw$ atau 10 mm, bf dan tw merupakan lebar pelat sayap dan tebal pelat badan *link*.

Untuk pengaku dengan panjang $link < 1,6 \cdot Mp / Vp$, harus direncanakan memiliki pengaku antara dengan spasi tidak memiliki harga- harga berikut:

Untuk $\alpha = 0,08$ radian

$$S = 30 \cdot tw - d/5 = 30 \cdot 1,1 - 60/5 = 21 \text{ cm}$$

Untuk $\alpha = 0,02$ radian

$$S = 52 \cdot tw - d/5 = 52 \cdot 1,1 - 60/5 = 45,2 \text{ cm}$$

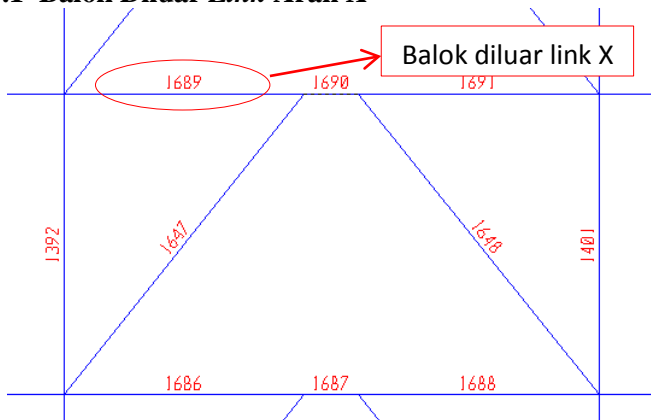
Untuk $\alpha = 0,033$ radian, maka harus diinterpolasi

$$S = 45,2 - \left(\frac{0,030 - 0,02}{0,08 - 0,02} \right) \cdot (45,2 - 21) = 41,3 \text{ cm}$$

Dipasang pengaku antara dengan jarak 27 cm.

6.2.5 Balok Diluar *Link*

6.2.5.1 Balok Diluar *Link* Arah X



Gambar 6.11 Element Balok Diluar *Link* Arah X

Balok diluar *link* arah X direncanakan menggunakan profil WF 600 x 200 x 11 x 17, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 600 mm	ix	= 24 cm
bf	= 200 mm	iy	= 4,12 cm
tf	= 17 mm	Zx	= 2863 cm ³
tw	= 11 mm	Zy	= 357 cm ³
A	= 134,4 cm ²	Sx	= 2590 cm ³
q	= 106 kg/m	Sy	= 228 cm ³
Ix	= 77600 cm ⁴	r	= 22 cm
Iy	= 2280 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 522 mm

Berdasarkan SNI 03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok yang terletak diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar $R_y \cdot V_n$. Dan kuat rencana balok diluar *link* dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor R_y .

$$V_u = 1,1 \times R_y \times V_n$$

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari V_p atau $2Mp/e$

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot tf) \cdot tw$$

$$= 0,6 \cdot 2500 \cdot (60 - 2 \cdot 1,7) \cdot 1,1 = 93390 \text{ kg}$$

$$2 \cdot Mp / e = 2 \cdot 70200 / 80 = 131000 \text{ kg}$$

V_n menentukan = 93390 kg

$$\text{Maka, } V_n = 1,1 \cdot 1,5 \cdot 93390$$

$$= 154093,5 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2 \cdot 17} = 5,88$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = 10,75$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{522}{11} = 47,75$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = 106,25$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$

- Kapasitas momen penampang
Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_n &= Z_x \times f_y \\ &= 2863 \times 2500 = 7157500 \text{ kg.cm} \\ \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 7157500 \text{ kg.cm} \\ &= 6441750 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

- Kapasitas geser penampang

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{h}{t_w} = \frac{522}{11} = 47,75 \\ a &= \frac{L - e}{2} = \frac{8000 - 800}{2} = 3600 \\ k_n &= 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5 + \frac{5}{(3600/600)^2} = 5,139 \end{aligned}$$

$$1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} = 1,1 \cdot \sqrt{\frac{5,139 \cdot 2000000}{2500}} = 70,53$$

$$\lambda \leq 1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} \rightarrow 47,75 < 70,53 \text{ (Plastis)}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 0,6 f_y A_w \cdot R_y \\ &= 0,6 \times 2500 \times (60 \times 1,1) \times 1,5 = 148500 \text{ kg} \\ \phi V_n &= 0,9 \cdot 148500 \text{ kg} = 133650 \text{ kg} \end{aligned}$$

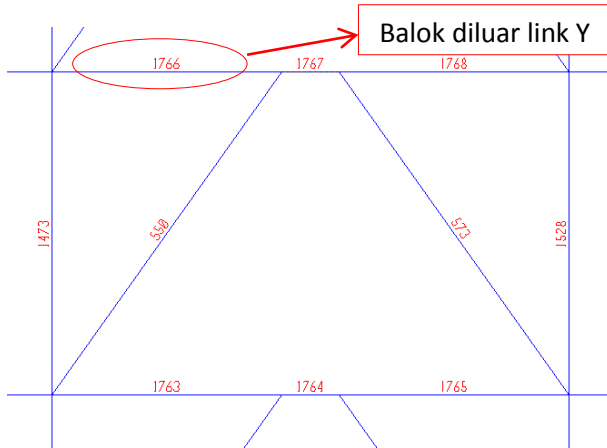
- Kontrol interaksi geser lentur
Pada perhitungan balok diluar *link* arah x dipilih balok pada elemen 1689 dengan $M_u = 2464736,85 \text{ k g.cm}$ (Analisa dari SAP2000)

$$\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} \leq 1,375$$

$$\frac{2464736,85}{6441750} + 0,625 \frac{154093,5}{133650} \leq 1,375$$

$$1,103 \leq 1,375 \quad (\text{OK})$$

6.2.5.2 Balok Diluar *Link* Arah Y



Gambar 6.12 Element Balok Diluar *Link* Arah Y

Balok diluar *link* arah Y direncanakan menggunakan profil WF 600 x 200 x 11 x 17, dengan data- data sebagai berikut:

d = 600 mm	ix = 24 cm
bf = 200 mm	iy = 4,12 cm
tf = 17 mm	Zx = 2863 cm ³
tw = 11 mm	Zy = 357 cm ³
A = 134,4 cm ²	Sx = 2590 cm ³
q = 106 kg/m	Sy = 228 cm ³
Ix = 77600 cm ⁴	r = 22 cm
Iy = 2280 cm ⁴	h = d - 2(tf+r)
Fy = 250 Mpa (BJ-41)	= 522 mm

Berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.2, kuat perlu balok yang terletak diluar *link* harus ditentukan berdasarkan gaya-

gaya yang ditimbulkan paling tidak 1,1 kali kuat geser nominal *link* sebesar $R_y \cdot V_n$. Dan kuat rencana balok diluar *link* dapat ditentukan menggunakan ketentuan kuat rencana yang dihitung berdasarkan butir 8 dan mengalikannya dengan faktor R_y .

$$V_u = 1,1 \times R_y \times V_n$$

V_n = Kuat geser nominal *link*, diambil yang terkecil dari V_p atau $2M_p/e$

$$V_p = 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w$$

$$= 0,6 \cdot 2500 \cdot (60 - 2 \cdot 1,7) \cdot 1,1 = 93390 \text{ kg}$$

$$2 \cdot M_p / e = 2 \cdot 7157500 / 80 = 178937,5 \text{ kg}$$

$$V_n \text{ menentukan} = 93390 \text{ kg}$$

$$\text{Maka, } V_n = 1,1 \cdot 1,5 \cdot 93390$$

$$= 154093,5 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{200}{2 \cdot 17} = 5,88$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = 10,75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{11} = 47,75$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = 106,25$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Kapasitas momen penampang

Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_n = Z_x \times f_y$$

$$= 2863 \times 2500 = 7157500 \text{ kg.cm}$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 7157500 \text{ kg.cm}$$

$$= 6441750 \text{ kg.cm}$$

- Kapasitas geser penampang

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{522}{11} = 47,75$$

$$a = \frac{L - e}{2} = \frac{7200 - 800}{2} = 3200$$

$$k_n = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} = 5 + \frac{5}{(3200/600)^2} = 5,176$$

$$1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} = 1,1 \cdot \sqrt{\frac{5,176 \cdot 2000000}{2500}} = 70,78$$

$$\lambda \leq 1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_n \cdot E}{f_y}} \rightarrow 47,75 < 70,78 \text{ (Plastis)}$$

$$V_n = 0,6 f_y A_w R_y$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (60 \times 1,1) \times 1,5 = 148500 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 148500 \text{ kg} = 133650 \text{ kg}$$

- Kontrol interaksi geser lentur

Pada perhitungan balok diluar *link* arah Y dipilih balok pada elemen 1766 dengan $M_u = 1843810,23 \text{ k g.cm}$ (Analisa dari SAP2000)

$$\frac{M_u}{\phi \cdot M_n} + 0,625 \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} \leq 1,375$$

$$\frac{1843810,23}{\frac{6441750}{1,097}} + 0,625 \frac{154093,5}{133650} \leq 1,375$$

$$\leq 1,375 \quad (\text{OK})$$

6.2.6 Bressing

6.2.6.1 Bressing Arah X

Berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi- aksial- dan lentur perlu pada batang bressing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1,25 $R_y V_n$. Kuat rencana batang bressing harus lebih besar dari pada kuat perlu element *link*.

Bressing arah X direncanakan menggunakan profil WF 300 x 300 x 15 x 15, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 300 mm	ix	= 12,6 cm
bf	= 305 mm	iy	= 7,26 cm
tf	= 15 mm	Zx	= 1577 cm ³
tw	= 15 mm	Zy	= 713 cm ³
A	= 134,8 cm ²	Sx	= 1440 cm ³
q	= 16 kg/m	Sy	= 446 cm ³
Ix	= 21500 cm ⁴	r	= 18 cm
Iy	= 7100 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 234 mm
α	= 51,34°		

$$\begin{aligned} V_u &= 1,25 \cdot R_y \cdot V_n \\ &= 1,25 \cdot 1,5 \cdot (0,6 \cdot 2500 \cdot (80 - 2 \cdot 1,7) \cdot 1,1) \\ &= 175106,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{175106,25}{\sin 51,34^\circ} = 224245,41 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{175106,25}{\sin 51,34^\circ} = 224245,41 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{305}{2 \cdot 15} = 10,17$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = 15,81$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{234}{15} = 15,60$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = 42,06$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

- Kontrol kekuatan bresing

$$\text{Panjang bresing } L = \sqrt[2]{450^2 + 360^2} = 576,28 \text{ cm}$$

$$\text{Arah } X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{587,28 \cdot 1}{12,6} = 45,74$$

$$\text{Arah } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{587,28 \cdot 1}{7,26} = 79,38$$

$$\lambda_y \rightarrow \lambda = 79,38$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{79,38}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{250}{200000}} = 0,893$$

$0,25 < \lambda < 1,2$ maka:

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 1,065} = 1,428$$

Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot Ag$$

$$= 1,5 \cdot 2500 \cdot 134,80 = 505500 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,90 \times 505500 \text{ kg} = 454950 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u \rightarrow 454950 \text{ kg} > 224245,41 \text{ kg (OK)}$$

Bresing tekan

$$P_{max} = 1,1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Ag / F_{cr}$$

$$= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 2500 \cdot 134,80 / 1,428$$

$$= 389422,14 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,85 \times 389422,14 \text{ kg} = 331008,82 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > P_u \rightarrow 331008,82 \text{ kg} > 224245,41 \text{ kg (OK)}$$

6.2.6.2 Bresing Arah Y

Berdasarkan SNI03-1729-2002 Pasal 15.13.6.1, kuat kombinasi- aksial- dan lentur perlu pada batang bresing harus direncanakan berdasarkan gaya aksial dan momen lentur yang ditimbulkan oleh 1,25 kali kuat geser nominal dari *link* sebesar 1,25 Ry Vn. Kuat rencana batang bresing harus lebih besar dari pada kuat perlu element *link*.

Bresing arah Y direncanakan menggunakan profil WF 300 x 300 x 15 x 15, dengan data- data sebagai berikut:

d	$= 300 \text{ mm}$	i_x	$= 12,6 \text{ cm}$
bf	$= 305 \text{ mm}$	i_y	$= 7,26 \text{ cm}$
tf	$= 14 \text{ mm}$	Z_x	$= 1577 \text{ cm}^3$
tw	$= 14 \text{ mm}$	Z_y	$= 713 \text{ cm}^3$
A	$= 134,8 \text{ cm}^2$	S_x	$= 1440 \text{ cm}^3$
q	$= 16 \text{ kg/m}$	S_y	$= 446 \text{ cm}^3$
I_x	$= 21500 \text{ cm}^4$	r	$= 18 \text{ cm}$
I_y	$= 7100 \text{ cm}^4$	h	$= d - 2(tf+r)$
F_y	$= 250 \text{ Mpa (BJ-41)}$		$= 234 \text{ mm}$
α	$= 54,58^\circ$		

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1,25 \cdot R_y \cdot V_n \\
 &= 1,25 \cdot 1,5 \cdot (0,6 \cdot 2500 \cdot (80 - 2 \cdot 1,7) \cdot 1,1) \\
 &= 175106,25 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$P_{u \text{ tekan}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{175106,25}{\sin 54,58^\circ} = 214866,07 \text{ kg}$$

$$P_{u \text{ tarik}} = \frac{V_u}{\sin \alpha} = \frac{175106,25}{\sin 54,58^\circ} = 214866,07 \text{ kg}$$

- Kontrol penampang

Pelat sayap

$$\lambda = \frac{bf}{2tf} = \frac{305}{2 \cdot 15} = 10,17$$

$$\lambda_R = \frac{250}{\sqrt{fy}} = 15,81$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ Penampang tidak langsing

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{234}{15} = 15,60$$

$$\lambda_R = \frac{665}{\sqrt{fy}} = 42,06$$

$\lambda < \lambda_R \rightarrow$ Penampang tidak langsing

- Kontrol kekuatan bresing

$$\text{Panjang bresing } L = \sqrt{450^2 + 320^2} = 552,18 \text{ cm}$$

$$\text{Arah } X \rightarrow \lambda_x = \frac{L_{kx}}{i_x} = \frac{552,18 \cdot 1}{12,6} = 43,82$$

$$\text{Arah } Y \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{552,18 \cdot 1}{7,26} = 76,06$$

$$\lambda_y \rightarrow \lambda = 76,06$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{76,06}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{250}{200000}} = 0,856$$

$$0,25 < \lambda < 1,2 \text{ maka:}$$

$$\omega = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot \lambda_c} = \frac{1,43}{1,6 - 0,67 \cdot 0,856} = 1,393$$

Bresing tarik

$$P_{max} = R_y \cdot F_y \cdot Ag$$

$$= 1,5 \cdot 2500 \cdot 134,80 = 505500 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,90 \times 505500 \text{ kg} = 454950 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > Pu \rightarrow 454950 \text{ kg} > 214866,07 \text{ kg (OK)}$$

Bresing tekan

$$P_{max} = 1,1 \cdot R_y \cdot F_y \cdot Ag / F_{cr}$$

$$= 1,1 \cdot 1,5 \cdot 2500 \cdot 134,80 / 1,428$$

$$= 389422,14 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n = 0,85 \times 389422,14 \text{ kg} = 331008,82 \text{ kg}$$

$$\phi_c P_n > Pu \rightarrow 331008,82 \text{ kg} > 214866,07 \text{ kg (OK)}$$

6.2.7 Balok Induk

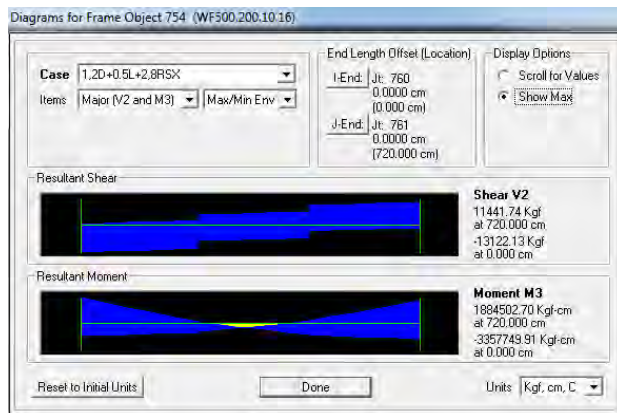
6.2.7.1 Balok Induk Lantai Perkantoran Arah X

Balok induk direncanakan menggunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 500 mm	ix	= 20,5 cm
bf	= 200 mm	iy	= 4,33 cm
tf	= 16 mm	Zx	= 2096 cm ³
tw	= 10 mm	Zy	= 332 cm ³
A	= 114,2 cm ²	Sx	= 1910 cm ³

$$\begin{array}{ll}
 q &= 89,7 \text{ kg/m} & S_y &= 214 \text{ cm}^3 \\
 I_x &= 47800 \text{ cm}^4 & r &= 20 \text{ cm} \\
 I_y &= 21408 \text{ cm}^4 & h &= d - 2(tf+r) \\
 F_y &= 250 \text{ Mpa (BJ-41)} & &= 428 \text{ mm}
 \end{array}$$

- Pada perhitungan balok induk arah X dipilih balok elemen 754. Dan selanjutnya diperoleh gaya dalam dan lendutan yang terjadi berdasarkan analisis SAP 2000.



Gambar 6.13 Gaya Dalam Balok Induk Lantai Arah X

$$M_u = -3357749,91 \text{ kg.cm}$$

$$V_u = 13122,13 \text{ kg}$$

$$F^0 = 0,27 \text{ cm}$$

- Kontrol profil terhadap gaya lentur
 - Kontrol penampang terhadap tekuk lokal
Pelat sayap

$$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2.16} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = 10,75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{f_y}} = 106,25$$

$$\lambda_w < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= f_y \cdot Z_x = 2500 \times 2096 \\ &= 5240000 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 5240000 \\ &= 4716000 \text{ kg.cm} \geq 3357749,91 \text{ kg.cm (OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = 185 \text{ cm (Panjang tak terkekang)}$$

$$L_p = 215,55 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} L_p \\ L_r \end{array} \right\} \text{ Dari Tabel (} L_p \text{ \& } L_r \text{)}$$

$$L_r = 643,75 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p < L_r \rightarrow \text{Bentang Pendek, maka } M_n = M_p$$

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = Z_x \times f_y \\ &= 2096 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 5240000 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 5240000 \\ &= 4716000 \text{ kg.cm} \geq 3357749,91 \text{ kg.cm (OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{428}{10} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$42,8 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka, } V_n &= 0,6 f_y A_w \\ &= 0,6 \times 2500 \times (50 \times 1,0) = 75000 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,9 \cdot 75000 \text{ kg} \\ &= 67500 \text{ kg} > 13122,13 \text{ kg (OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2,22 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,27 \text{ cm}$$

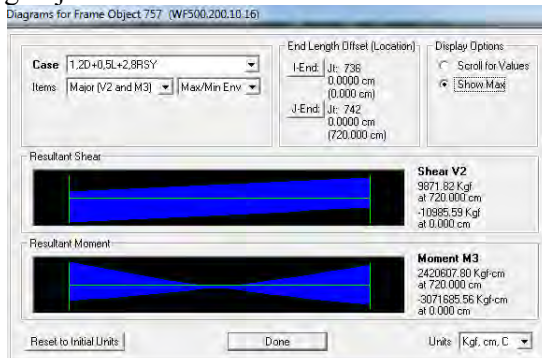
$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,27 \text{ cm} < 2,22 \text{ cm (OK)}$$

6.2.7.2 Balok Induk Lantai Perkantoran Arah Y

Balok induk direncanakan menggunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16, dengan data-data sebagai berikut:

d	= 500 mm	ix	= 20,5 cm
bf	= 200 mm	iy	= 4,33 cm
tf	= 16 mm	Zx	= 2096 cm ³
tw	= 10 mm	Zy	= 332 cm ³
A	= 114,2 cm ²	Sx	= 1910 cm ³
q	= 89,7 kg/m	Sy	= 214 cm ³
Ix	= 47800 cm ⁴	r	= 20 cm
Iy	= 21408 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 428 mm

- Pada perhitungan balok induk arah Y dipilih balok elemen 757. Dan selanjutnya diperoleh gaya dalam dan lendutan yang terjadi berdasarkan analisis SAP 2000



Gambar 6.14 Gaya Dalam Balok Induk Lantai Arah Y

$$M_u = -3071685,56 \text{ kg.cm}$$

$$V_u = -10985,59 \text{ kg}$$

$$F^0 = 0,084 \text{ cm}$$

- Kontrol profil terhadap gaya lentur
 - Kontrol penampang terhadap tekuk lokal
Pelat sayap

$$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2.16} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = 10,75$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$
 Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{428}{10} = 42,8$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} = 106,25$$

$$\lambda_w < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang Kompak}$$
 - Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$M_p = f_y \cdot Z_x = 2500 \times 2096$$

$$= 5240000 \text{ kg.cm}$$
 - Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 5240000$$

$$= 4716000 \text{ kg.cm} \geq 3071685,56 \text{ kg.cm (OK)}$$
- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = 40 \text{ cm (Panjang tak terkekang)}$$

$$L_p = 215,55 \text{ cm}$$

$$L_r = 643,75 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} L_p \\ L_r \end{array} \right\} \text{ Dari Tabel (Lp \& Lr)}$$

$$L_b < L_p < L_r \rightarrow \text{Bentang Pendek, maka } M_n = M_p$$

$$M_n = M_p = Z_x \times f_y$$

$$= 2096 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 5240000 \text{ kg.cm}$$

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 5240000$$

$$= 4716000 \text{ kg.cm} \geq 3071685,56 \text{ kg.cm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{428}{10} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$42,8 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{Maka, } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (50 \times 1,0) = 75000 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 75000 \text{ kg}$$

$$= 67500 \text{ kg} > 10985,59 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{720}{360} = 2,0 \text{ cm}$$

$$f^o = 0,084 \text{ cm}$$

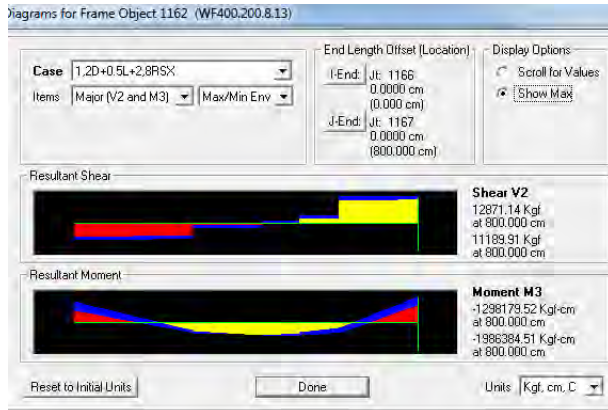
$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,084 \text{ cm} < 2,0 \text{ cm (OK)}$$

6.2.7.3 Balok Induk Lantai Atap Arah X

Balok induk direncanakan menggunakan profil WF 400 x 200 x 8 x 13, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 400 mm	ix	= 16,8 cm
bf	= 200 mm	iy	= 4,54 cm
tf	= 13 mm	Zx	= 1286 cm ³
tw	= 8 mm	Zy	= 266 cm ³
A	= 84,12 cm ²	Sx	= 1190 cm ³
q	= 66 kg/m	Sy	= 174 cm ³
Ix	= 23700 cm ⁴	r	= 16 cm
Iy	= 1740 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 342 mm

- Pada perhitungan balok induk arah X dipilih balok elemen 1162 pada lantai Atap. Dan selanjutnya diperoleh gaya dalam dan lendutan yang terjadi berdasarkan analisis SAP 2000



Gambar 6.15 Gaya Dalam Balok Induk Atap Arah X

$$M_u = -1986384,51 \text{ kg.cm}$$

$$V_u = 12871,14 \text{ kg}$$

$$F^0 = 0,81 \text{ cm}$$

- Kontrol profil terhadap gaya lentur
 - Kontrol penampang terhadap tekuk lokal

Pelat sayap

$$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2.13} = 7,69$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = 10,75$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ Penampang Kompak

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{342}{8} = 42,75$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} = 106,25$$

$\lambda_w < \lambda_p \rightarrow$ Penampang Kompak

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= fy \cdot Z_x = 2500 \times 1286 \\ &= 3215000 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 3215000$$

$$= 2893500 \text{ kg.cm} \geq 1986384,51 \text{ kg.cm (OK)}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$$L_b = 185 \text{ cm (Panjang tak terkekang)}$$

$$L_p = 215,55 \text{ cm} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \text{ Dari Tabel (Lp \& Lr)}$$

$$L_r = 643,75 \text{ cm}$$

$$L_b < L_p < L_r \rightarrow \text{Bentang pendek, maka } M_n = M_p$$

$$M_n = M_p = Z_x \times f_y$$

$$= 1286 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 3215000 \text{ kg.cm}$$

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\phi_b \cdot M_n = 0,9 \times 3215000 \text{ kg.cm}$$

$$= 2893500 \text{ kg.cm} \geq 1986384,51 \text{ kg.cm (OK)}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}} \rightarrow \frac{342}{8} \leq \frac{1100}{\sqrt{f_y}}$$

$$42,75 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{Maka, } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (40 \times 0,8) = 48000 \text{ kg}$$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = 0,9 \cdot 48000 \text{ kg}$$

$$= 43200 \text{ kg} > 12871,14 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{800}{360} = 2,22 \text{ cm}$$

$$f^o = 0,81 \text{ cm}$$

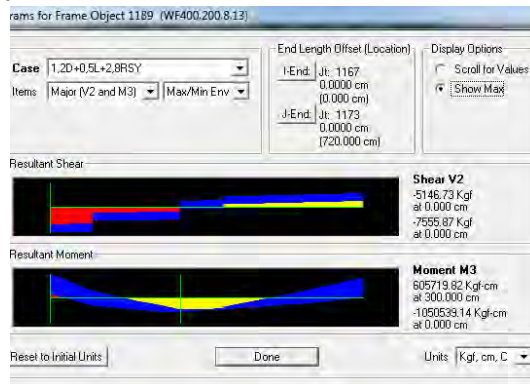
$$f^o < f_{ijin} \rightarrow 0,81 \text{ cm} < 2,22 \text{ cm (OK)}$$

6.2.7.4 Balok Induk Lantai Atap Arah Y

Balok induk direncanakan menggunakan profil WF 400 x 200 x 8 x 13, dengan data- data sebagai berikut:

d	= 400 mm	ix	= 16,8 cm
bf	= 200 mm	iy	= 4,54 cm
tf	= 13 mm	Zx	= 1286 cm ³
tw	= 8 mm	Zy	= 266 cm ³
A	= 84,12 cm ²	Sx	= 1190 cm ³
q	= 66 kg/m	Sy	= 174 cm ³
Ix	= 23700 cm ⁴	r	= 16 cm
Iy	= 1740 cm ⁴	h	= d - 2(tf+r)
Fy	= 250 Mpa (BJ-41)		= 342 mm

- Pada perhitungan balok induk arah Y dipilih balok elemen 1189 pada lantai Atap. Dan selanjutnya diperoleh gaya dalam dan lendutan yang terjadi berdasarkan analisis SAP 2000



Gambar 6.16 Gaya Dalam Balok Induk Atap Arah Y

$$\begin{aligned} \mu_u &= -1050539,14 \text{ kg.cm} \\ V_u &= 7555,87 \text{ kg} \\ F^0 &= 0,35 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Kontrol profil terhadap gaya lentur
 - Kontrol penampang terhadap tekuk lokal Pelat sayap
- $$\lambda_f = \frac{bf}{2tf} = \frac{200}{2 \cdot 13} = 7,69$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{fy}} = 10,75$$

$\lambda < \lambda_p \rightarrow$ *Penampang Kompak*

Pelat badan

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{342}{8} = 42,75$$

$$\lambda_p = \frac{1680}{\sqrt{fy}} = 106,25$$

$\lambda_w < \lambda_p \rightarrow$ *Penampang Kompak*

- Karena penampang kompak, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_p &= fy \cdot Z_x = 2500 \times 1286 \\ &= 3215000 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

- Cek kemampuan penampang

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 3215000 \\ &= 2893500 \text{ kg.cm} \geq 1050539,14 \text{ kg.cm (OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang terhadap tekuk lateral

$L_b = 40 \text{ cm}$ (Panjang tak terkekang)

$L_p = 215,55 \text{ cm}$ } Dari Tabel (L_p & L_r)

$L_r = 643,75 \text{ cm}$ }

$L_b < L_p < L_r \rightarrow$ Bentang pendek, maka $M_n = M_p$

$$\begin{aligned} M_n &= M_p = Z_x \times fy \\ &= 1286 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 3215000 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$\phi_b \cdot M_n \geq M_u$$

$$\begin{aligned} \phi_b \cdot M_n &= 0,9 \times 3215000 \text{ kg.cm} \\ &= 2893500 \text{ kg.cm} \geq 1050539,14 \text{ kg.cm (OK)} \end{aligned}$$

- Kontrol penampang profil terhadap gaya geser

$$\frac{h}{tw} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}} \rightarrow \frac{342}{8} \leq \frac{1100}{\sqrt{fy}}$$

$$42,75 \leq 69,57 \rightarrow \text{Plastis}$$

$$\text{Maka, } V_n = 0,6 f_y A_w$$

$$= 0,6 \times 2500 \times (40 \times 0,8) = 48000 \text{ kg}$$

$$\emptyset V_n \geq V_u$$

$$\emptyset V_n = 0,9 \cdot 48000 \text{ kg}$$

$$= 43200 \text{ kg} > 7555,87 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol lendutan

$$f_{ijin} = \frac{L}{360} = \frac{720}{360} = 2,0 \text{ cm}$$

$$f^0 = 0,35 \text{ cm}$$

$$f^0 < f_{ijin} \rightarrow 0,35 \text{ cm} < 2,0 \text{ cm (OK)}$$

6.2.8 Kolom Lantai 1-3

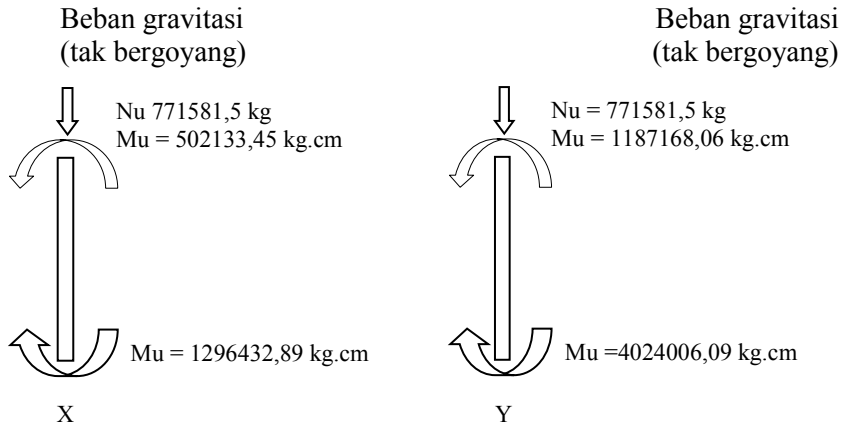
Pada perencanaan ini ditunjukkan contoh perhitungan pada kolom lantai dasar elemen 1272. Direncanakan menggunakan profil King Cross 800 x 300 x 14 x 26 dengan panjang kolom 450 cm. berikut data- data profil yang digunakan:

H	= 800 mm	ix	= 23,83 cm
B	= 300 mm	iy	= 24,27 cm
tf	= 26 mm	Zx	= 7592,5 cm ³
tw	= 14 mm	Zy	= 7740,2 cm ³
A	= 534,80 cm ²	q	= 419,8 kg/m
Ix	= 303700 cm ⁴	r	= 28 cm
Iy	= 315027 cm ⁴	Fy	= 250 Mpa (BJ-41)

Hasil dari output SAP 2000 diperoleh gaya- gaya yang bekerja pada *frame* 1281 lantai 1 sebagai berikut:

Keterangan	1,2D + 0,5L + 2,8 RS (Sb.X)	1,2D + 0,5L + 2,8 RS (Sb.Y)
Atas	-502133,45	-1187168,06
Bawah	-1296432,89	-4024006,09

Keterangan	1,2D + 1,6L
Aksial	771581,5
Geser	10677,46



Gambar 6.17 Beban Akibat Gravitasi

- Kontrol Penampang Kolom
 - Pelat sayap:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \cdot 26} = 5,77$$

$$\lambda_p = \frac{250}{\sqrt{fy}} = 15,81$$

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$
 - Pelat badan:

$$\frac{h/2}{tw} = \frac{692/2}{14} = 24,71$$

$$\lambda_p = \frac{665}{\sqrt{fy}} = 42,06$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

- Faktor Tekuk

Arah X:

$$G_B = \frac{\sum(I_x k/L)}{\sum(I_x b/L)} = \frac{2 \times (303700/450)}{\left(\frac{47800}{800}\right) + \left(\frac{47800}{720}\right)} = 10,70$$

$$G_A = 1,00$$

Arah Y:

$$G_B = \frac{\sum(I_y k/L)}{\sum(I_x b/L)} = \frac{(315027/450) \times 2}{2 \times \left(\frac{47800}{720}\right)} = 10,17$$

$$G_A = 1,00$$

Berdasarkan nomogram pada gambar 3.5 diperoleh:

$$K_{cx} = 0,865 \text{ (tak bergoyang)}$$

$$K_{cy} = 0,86 \text{ (tak bergoyang)}$$

- Kontrol Kelangsingan Kolom

- Akibat beban gravitasi

$$\lambda_x = \frac{K_{cx} \cdot L}{i_x} = \frac{0,865 \cdot 450}{23,83} = 16,33 \text{ cm}$$

$$N_{crbx} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6 \cdot 534,80}{16,33^2} = 39565073,96 \text{ kg}$$

$$\lambda_y = \frac{K_{cy} \cdot L}{i_y} = \frac{0,86 \cdot 450}{24,27} = 15,95 \text{ cm}$$

$$N_{crby} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\lambda^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6 \cdot 534,80}{15,95^2} = 41518223,48 \text{ kg}$$

$$\lambda_{max} = \lambda_y = 16,33 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{fy}{E}} = \frac{16,33}{\pi} \sqrt{\frac{250}{2 \cdot 10^5}} = 0,18$$

$$\lambda_c = 0,18 < 0,25 \rightarrow \text{maka nilai } \omega = 1$$

$$Pu = 771581,5 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = \phi \cdot \frac{fy}{\omega} \cdot A_g = 0,85 \cdot \frac{2500}{1} \cdot 534,8 = 1136450 \text{ kg}$$

$$\frac{Pu}{\phi Pn} = \frac{771581,5}{1136450} = 0,67 > 0,2 \rightarrow \text{Interaksi 2}$$

- Momen Balok

Terhadap sumbu X:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left(-\frac{502133,45}{1296432,89} \right) = 0,75$$

$$\delta_{bx} = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{Nu}{Ncrbx} \right)} = \frac{0,75}{1 - \left(\frac{771581,5}{39565073,96} \right)} = 0,76 \leq 1,0$$

Sehingga, $\delta_{bx} = 1$

$$M_{ux} = \delta_{bx} \cdot M_{ntx} = 1,00 \cdot 502133,45 = 502133,45 \text{ kg.cm}$$

Terhadap sumbu Y:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left(-\frac{1187168,06}{4024006,09} \right) = 0,72$$

$$\delta_{by} = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{Nu}{Ncrby} \right)} = \frac{0,72}{1 - \left(\frac{771581,5}{41518223,48} \right)} = 0,73 \leq 1,0$$

Sehingga, $\delta_{by} = 1$

$$M_{uy} = \delta_{by} \cdot M_{nty} = 1,00 \cdot 1187168,06 = 1187168,06 \text{ kg.cm}$$

- Kontrol Momen Nominal

Pelat sayap:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2.26} = 5,77$$

$$\lambda_p = \frac{170}{\sqrt{f_y}} = 10,75$$

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

Pelat badan:

$$\frac{h/2}{tw} = \frac{692/2}{14} = 24,71$$

$$\lambda_p = \frac{665}{\sqrt{f_y}} = 106,25$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral (Lb) = 450 cm

Lp = 1208,17 cm } Dari Tabel (Lp & Lr)

Lr = 5905,80 cm }

Lb < Lp < Lr → Bentang Pendek

Mnx = Zx x fy

$$= 7592,5 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 18981250 \text{ kg.cm}$$

Mny = Zy x fy

$$= 7740,2 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 19350500 \text{ kg.cm}$$

- Kontrol Interaksi “Balok – Kolom”

$$\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0,2 \rightarrow \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

$$0,49 + \frac{8}{9} \left(\frac{502133,45}{0,9 \cdot 18981250} + \frac{1187168,06}{0,9 \cdot 19350500} \right) \leq 1,0$$

$$0,77 \leq 1,0 \text{ (OK)}$$

6.2.9 Kolom Lantai 4-6

Pada perencanaan ini ditunjukkan contoh perhitungan pada kolom lantai dasar elemen 1497. Direncanakan menggunakan profil King Cross 700 x 300 x 13 x 24 dengan panjang kolom 450 cm. berikut data- data profil yang digunakan:

H = 700 mm	$i_x = 21,21 \text{ cm}$
B = 300 mm	$i_y = 21,65 \text{ cm}$
$t_f = 24 \text{ mm}$	$Z_x = 6051,4 \text{ cm}^3$
$t_w = 13 \text{ mm}$	$Z_y = 6193,3 \text{ cm}^3$
A = 471 cm^2	$q = 369,7 \text{ kg/m}$
$I_x = 211800 \text{ cm}^4$	$r = 28 \text{ cm}$
$I_y = 220791 \text{ cm}^4$	$F_y = 250 \text{ Mpa (BJ-41)}$

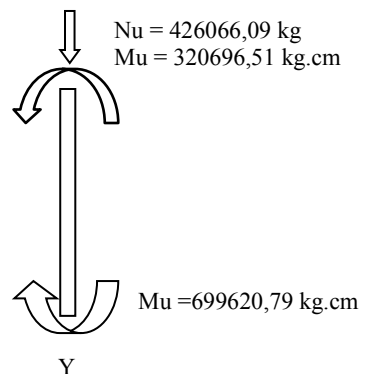
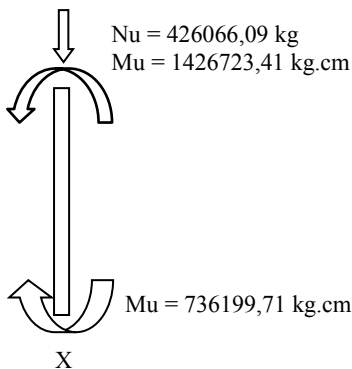
Hasil dari output SAP 2000 diperoleh gaya- gaya yang bekerja pada *frame* 1497 lantai 4 sebagai berikut:

Keterangan	1,2D + 0,5L + 2,8RS (Sb.X)	1,2D + 0,5L + 2,8RS (Sb.Y)
Atas	-1426723,41	-320696,51
Bawah	-736199,71	-699620,79

Keterangan	1,2D + 0,5L + 2,8RS (Sb.Y)
Aksial	426066,09
Geser	9696,87

Beban gravitasi
(tak bergoyang)

Beban gravitasi
(tak bergoyang)



Gambar 6.18 Beban Akibat Gravitasi

- Kontrol Penampang Kolom

- Pelat sayap:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2 \cdot 24} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{250}{\sqrt{fy}} = 15,81$$

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

- Pelat badan:

$$\frac{h/2}{tw} = \frac{596/2}{13} = 22,92$$

$$\lambda_p = \frac{665}{\sqrt{fy}} = 42,06$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang tidak langsing}$$

- Faktor Tekuk

Arah X:

$$G_B = \frac{\sum(I_x k/L)}{\sum(I_x b/L)} = \frac{2 \times (211800/450)}{\left(\frac{47800}{800}\right) + \left(\frac{47800}{720}\right)} = 7,46$$

$$G_A = 1,00$$

Arah Y:

$$G_B = \frac{\sum(I_y k/L)}{\sum(I_x b/L)} = \frac{(220791/450) \times 2}{2 \times \left(\frac{47800}{720}\right)} = 7,39$$

$$G_A = 1,00$$

Berdasarkan nomogram pada gambar 3.5 diperoleh:

$$K_{cx} = 0,853 \text{ (tak bergoyang)}$$

$$K_{cy} = 0,851 \text{ (tak bergoyang)}$$

- Kontrol Kelangsingan Kolom

- Akibat beban gravitasi

$$\lambda_x = \frac{K_{cx} \cdot L}{i_x} = \frac{0,853 \cdot 450}{21,21} = 18,10 \text{ cm}$$

$$N_{crbx} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\lambda^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6 \cdot 471}{18,10^2} = 28386306,99 \text{ kg}$$

$$\lambda_y = \frac{K_{cy} \cdot L}{i_y} = \frac{0,851 \cdot 450}{21,65} = 17,69 \text{ cm}$$

$$N_{crby} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot A_g}{\lambda^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \cdot 2 \times 10^6 \cdot 471}{17,69^2} = 29715449,34 \text{ kg}$$

$$\lambda_{max} = \lambda_y = 18,10 \text{ cm}$$

$$\lambda_c = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{18,10}{\pi} \sqrt{\frac{250}{2 \cdot 10^5}} = 0,20$$

$$\lambda_c = 0,20 < 0,25 \rightarrow \text{maka nilai } \omega = 1$$

$$P_u = 426066,09 \text{ kg}$$

$$\varphi P_n = \varphi \cdot \frac{f_y}{\omega} \cdot A_g = 0,85 \cdot \frac{2500}{1} \cdot 471 = 1000875 \text{ kg}$$

$$\frac{P_u}{\varphi P_n} = \frac{426066,09}{1000875} = 0,43 > 0,2 \rightarrow \text{Interaksi 2}$$

- Momen Balok

Terhadap sumbu X:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left(-\frac{736199,71}{1426723,41} \right)$$

$$= 0,81$$

$$\delta_{bx} = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{N_u}{N_{crbx}} \right)}$$

$$= \frac{0,81}{1 - \left(\frac{426066,09}{28386306,99} \right)} = 0,82 \leq 1,0$$

$$\text{Sehingga, } \delta_{bx} = 1$$

$$M_{ux} = \delta_{bx} \cdot M_{ntx}$$

$$= 1,00.1426723,41 = 1426723,41 \text{ kg.cm}$$

Terhadap sumbu Y:

$$C_m = 0,6 - 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 0,6 - 0,4 \left(- \frac{320696,51}{699620,79} \right) = 0,78$$

$$\delta_{by} = \frac{C_m}{1 - \left(\frac{Nu}{N_{crby}} \right)} = \frac{0,78}{1 - \left(\frac{426066,09}{29715449,34} \right)} = 0,79 \leq 1,0$$

Sehingga, $\delta_{by} = 1$

$$M_{uy} = \delta_{by} \cdot M_{nty} = 1,00.320696,51 = 320696,51 \text{ kg.cm}$$

- Kontrol Momen Nominal

Pelat sayap:

$$\frac{bf}{2tf} = \frac{300}{2.24} = 6,25$$

$$\lambda_p = \frac{250}{\sqrt{fy}} = 15,81$$

$$\frac{bf}{2tf} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

Pelat badan:

$$\frac{h/2}{tw} = \frac{596/2}{13} = 22,92$$

$$\lambda_p = \frac{665}{\sqrt{fy}} = 106,25$$

$$\frac{h}{tw} < \lambda_p \rightarrow \text{Penampang kompak}$$

- Kontrol Tekuk Lateral

Jarak penahan lateral (Lb) = 450 cm

$$L_p = 1077,74 \text{ cm}$$

$$L_r = 4517,28 \text{ cm}$$

$L_b < L_p < L_r \rightarrow$ Bentang Pendek

$$\begin{aligned} M_{nx} &= Z_x \times f_y \\ &= 6051,4 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 15128500 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ny} &= Z_y \times f_y \\ &= 6193,3 \text{ cm}^3 \times 2500 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 15483250 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

- Kontrol Interaksi “Balok – Kolom”

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{\phi P_n} &\geq 0,2 \rightarrow \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \\ 0,41 + \frac{8}{9} \left(\frac{1426723,41}{0,9 \cdot 15128500} + \frac{320696,51}{0,9 \cdot 15483250} \right) &\leq 1,0 \\ 0,55 &\leq 1,0 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Tabel 6.1.1. Rekapitulasi Perhitungan Kolom

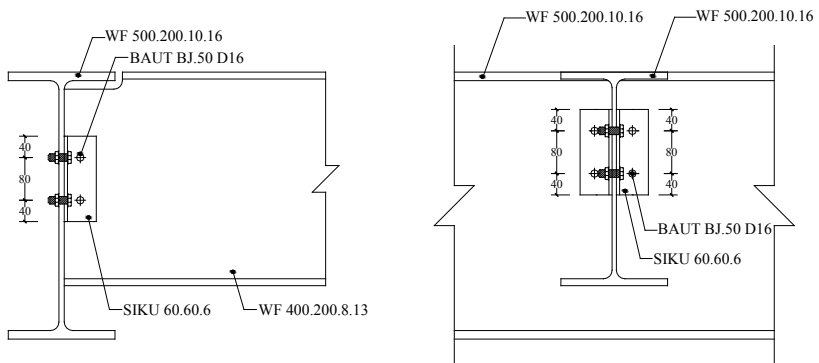
Lokasi	Profil kolom	Cek Penampang	Kategori	P_u	ϕP_n	Rumus interaksi	Kontrol Beam-Column		Ket
Lt.1-3	KC.800.300.14.26	P. Kompak	B.Pendek	771581,5	1136450	Rumus 2	0,77	1,0	OK
Lt.4-6	KC.700.300.13.24	P. Kompak	B.Pendek	426066,09	1000875	Rumus 2	0,55	1,0	OK
Lt.7-9	KC.500.200.10.16	P. Kompak	B.Pendek	265913,54	479588,83	Rumus 2	0,61	1,0	OK
Lt.10-12	KC.400.200.8.13	P. Kompak	B.Pendek	125463,54	346217,16	Rumus 2	0,43	1,0	OK

6.3 Perencanaan Sambungan

6.3.1 Sambungan Balok Anak Lantai Perkantoran Dengan Balok Induk

Sambungan antara balok anak lantai perkantoran dan balok induk direncanakan dengan baut yang hanya memikul beban geser dari balok anak, sehingga dalam analisa dianggap sebagai sendi.

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 11447,63 kg, dengan dimensi balok anak WF400.200.8.13 dan balok induk WF500.200.10.16. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 60 x 60 x 6.



Gambar 6.19 Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk

- Sambungan Pada Badan Balok Anak:
 $\varnothing_{\text{baut}} = 16 \text{ mm}$ ($A_b = 2,01 \text{ cm}^2$)
 Mutu baut BJ.50 ($f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$)
 Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0,5$)

- Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\varnothing.V_n &= \varnothing \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 5000 \cdot 2 \cdot 2,01 \\ &= 7539,82 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\varnothing.R_n = \varnothing \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,6 \cdot 4100$$

$$= 7084,80 \text{ kg (menentukan)}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi \cdot R_n} = \frac{11447,63}{7084,80} = 1,62 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut diameter 16 mm

- Sambungan Pada Badan Balok Induk:

$$\phi \text{ baut} = 16 \text{ mm (} A_b = 2,01 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Mutu baut BJ.50 (} f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

$$\text{Ulir tidak pada bidang geser (} r_1 = 0,5 \text{)}$$

- Kuat geser baut:

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 5000 \cdot 2 \cdot 2,01$$

$$= 7539,82 \text{ kg}$$

- Kuat tumpu baut

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,6 \cdot 4100$$

$$= 7084,80 \text{ kg (menentukan)}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi \cdot R_n} = \frac{11447,63}{7084,80} = 1,61 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut diameter 16 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

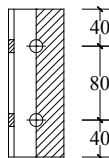
Dipakai siku penyambung 60x60x6

$$\text{BJ41 (} f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$

$$\phi \text{ lubang} = 16 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm (lubang dibuat dengan bor)}$$

$$= 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm}$$

Luas bidang geser



Gambar 6.20 Detail Pelat Siku Pada Gelagar

Luas bidang geser

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (16 - 2 \times 1,75) \times 0,6 = 7,50 \text{ cm}^2$$

Kuat rencana

$$\begin{aligned}\varphi R_n &= \varphi 0,6 \times f_u \times A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 7,50 = 13837,50 \text{ kg}\end{aligned}$$

Terdapat 2 siku, sehingga

$$2\varphi R_n = 2 \times 13837,50 = 27675,0 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\varphi R_n \rightarrow 11447,63 \text{ kg} < 27675,0 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol jarak baut

Jarak ke tepi = 1,5 db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm

$$= 21 \text{ mm s.d. } 200 \text{ mm} \rightarrow \text{Terpasang} = 40 \text{ mm}$$

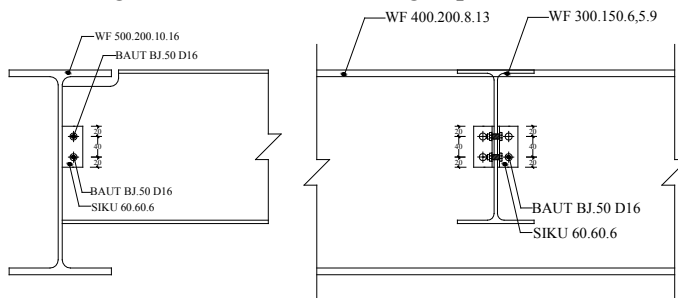
Jarak antar baut = 3 db s.d 15 tp atau 200 mm

$$= 42 \text{ mm s.d } 200 \text{ mm} \rightarrow \text{Terpasang} = 80 \text{ mm}$$

6.3.2 Sambungan Balok Anak Atap Dengan Balok Induk

Sambungan antara balok anak lantai perkantoran dan balok induk direncanakan dengan baut yang hanya memikul beban geser dari balok anak, sehingga dalam analisa dianggap sebagai sendi.

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 5093,89 kg, dengan dimensi balok anak WF 300.150.6,5.9 dan balok induk WF 400.200.8.13. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 40 x 40 x 4.



Gambar 6.21 Sambungan Balok Anak Dengan Balok Induk

- Sambungan Pada Badan Balok Anak:

$$\varnothing \text{ baut} = 16 \text{ mm (} A_b = 2,01 \text{ cm}^2 \text{)}$$

Mutu baut BJ.50 ($f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$)

Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0,5$)

- Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.V_n &= \emptyset \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 5000 \cdot 2 \cdot 2,01 \\ &= 7539,82 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,4 \cdot 4100 \\ &= 4723,20 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\emptyset.R_n} = \frac{5093,89}{4723,20} = 1,08 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut diameter 16 mm

- Sambungan Pada Badan Balok Induk:

$\emptyset_{\text{baut}} = 16 \text{ mm}$ ($A_b = 2,01 \text{ cm}^2$)

Mutu baut BJ.50 ($f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$)

Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0,5$)

- Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.V_n &= \emptyset \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 5000 \cdot 2 \cdot 2,01 \\ &= 7539,82 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.R_n &= \emptyset \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 0,4 \cdot 4100 \\ &= 4723,20 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\emptyset.R_n} = \frac{5093,89}{4723,20} = 1,08 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut diameter 16 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

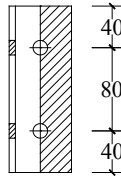
Dipakai siku penyambung $40 \times 40 \times 4$

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

$\emptyset_{\text{lubang}} = 16 \text{ mm} + 1,5 \text{ mm}$ (lubang dibuat dengan bor)

$$= 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm}$$

Luas bidang geser



Gambar 6.22 Detail Pelat Siku Pada Gelagar

Luas bidang geser

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (16 - 2 \times 1,75) \times 0,4 = 7,50 \text{ cm}^2$$

Kuat rencana

$$\begin{aligned} \phi R_n &= \phi 0,6 \times f_u \times A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 5,0 = 9225,0 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Terdapat 2 siku, sehingga

$$2\phi R_n = 2 \times 9225,0 = 18450 \text{ kg}$$

Syarat:

$$V_u \leq 2\phi R_n \rightarrow 5093,89 \text{ kg} < 18450 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol jarak baut

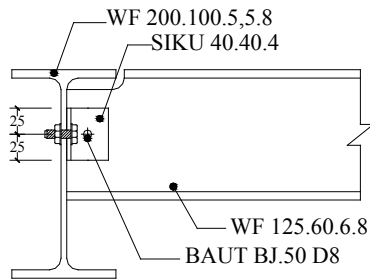
$$\begin{aligned} \text{Jarak ke tepi} &= 1,5 \text{ db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm} \\ &= 21 \text{ mm s.d. 200 mm} \rightarrow \text{Terpasang} = 40\text{cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar baut} &= 3 \text{ db s.d 15 tp atau 200 mm} \\ &= 42 \text{ mm s.d 200 mm} \rightarrow \text{Terpasang} = 80\text{mm} \end{aligned}$$

6.3.3 Sambungan Balok Utama Tangga Dengan Balok Penumpu Tangga

Sambungan antara balok utama tangga dan balok penumpu tangga direncanakan dengan baut yang hanya memikul beban geser dari balok anak, sehingga dalam analisa dianggap sebagai sendi.

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 845,74 kg, dengan dimensi balok utama tangga yaitu WF 125 x 60 x 6 x 8 dan balok penumpu tangga WF 200 x 100 x 5,5 x 8. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 40 x 40 x 4.



Gambar 6.23 Sambungan Balok Utama Tangga Dengan Balok Penumpu Tangga

- Sambungan balok utama tangga dengan siku:

$\varnothing \text{ baut} = 8 \text{ mm}$ ($A_b = 0,50 \text{ cm}^2$)

Mutu baut BJ-50 ($f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$)

Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0,5$)

- Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \varnothing.V_n &= \varnothing \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 5000 \cdot 2 \cdot 0,50 \\ &= 1884,96 \text{ kg (menentukan !)} \end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned} \varnothing.R_n &= \varnothing \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 0,8 \cdot 0,4 \cdot 4100 \\ &= 2361,60 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\varnothing.R_n} = \frac{845,74}{1884,96} = 0,45 \approx 1 \text{ buah}$$

Dipasang 1 buah baut diameter 8 mm

- Sambungan balok penumpu tangga dengan siku:

$\varnothing \text{ baut} = 8 \text{ mm}$ ($A_b = 0,50 \text{ cm}^2$)

Mutu baut BJ-50 ($f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$)

Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0,5$)

- Kuat geser baut:

$$\begin{aligned} \varnothing.V_n &= \varnothing \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 5000 \cdot 1 \cdot 0,50 \\ &= 942,48,96 \text{ kg (menentukan !)} \end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\phi.R_n &= \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 0,8 \cdot 0,4 \cdot 4100 \\ &= 2361,60 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi.R_n} = \frac{845,74}{942,48,96} = 0,90 \approx 1 \text{ buah}$$

Dipasang 1 buah baut diameter 8 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

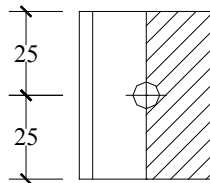
Dipakai siku penyambung 40x40x4

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

ϕ lubang = 8 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)

$$= 9,5 \text{ mm} = 0,95 \text{ cm}$$

Luas bidang geser



Gambar 6.24 Detail Pelat Siku Pada Gelagar

Luas bidang geser

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (5 - 1 \times 0,95) \times 0,4 = 1,62 \text{ cm}^2$$

Kuat rencana

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 0,6 \times f_u \times A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 1,62 = 2988,90 \text{ kg}\end{aligned}$$

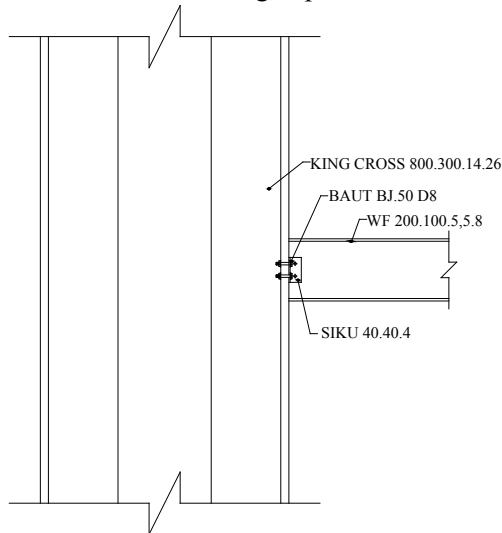
Syarat:

$$V_u \leq \phi R_n \rightarrow 845,74 \text{ kg} < 2988,90 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

6.3.4 Sambungan Balok Penumpu Tangga Dengan Kolom

Sambungan antara balok penumpu tangga dan kolom direncanakan dengan baut yang hanya memikul beban geser dari balok anak, sehingga dalam analisa dianggap sebagai sendi.

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh gaya geser yang bekerja pada balok anak sebesar 1195,27 kg, dengan dimensi balok penumpu tangga yaitu WF 200 x 100 x 5,5 x 8. Pada sambungan ini direncanakan dengan profil siku 40 x 40 x 4.



Gambar 6.25 Sambungan Balok Utama Tangga Dengan Kolom

- Sambungan balok utama tangga dengan siku:

$\varnothing_{\text{baut}} = 8 \text{ mm}$ ($A_b = 0,50 \text{ cm}^2$)

Mutu baut BJ-50 ($f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$)

Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0,5$)

- Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\varnothing.V_n &= \varnothing \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 5000 \cdot 2 \cdot 0,50 \\ &= 1884,96 \text{ kg (menentukan !)}\end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\varnothing.R_n &= \varnothing \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 0,8 \cdot 0,4 \cdot 4100 \\ &= 2361,60 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\emptyset \cdot R_n} = \frac{1195,27}{1884,96} = 0,63 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut diameter 8 mm

- Sambungan kolom tangga dengan siku:

\emptyset baut = 8 mm ($A_b = 0,50 \text{ cm}^2$)

Mutu baut BJ-50 ($f_u = 5000 \text{ kg/cm}^2$)

Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0,5$)

- Kuat geser baut:

$$\emptyset \cdot V_n = \emptyset \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 5000 \cdot 1 \cdot 0,50$$

$$= 942,48,96 \text{ kg (menentukan !)}$$

Kuat tumpu baut

$$\emptyset \cdot R_n = \emptyset \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 0,8 \cdot 0,4 \cdot 4100$$

$$= 2361,60 \text{ kg (menentukan)}$$

$$n = \frac{V_u}{\emptyset \cdot R_n} = \frac{1195,27}{942,48,96} = 1,27 \approx 2 \text{ buah}$$

Dipasang 2 buah baut diameter 8 mm

- Kontrol kekuatan siku penyambung

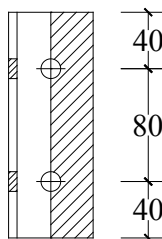
Dipakai siku penyambung 40x40x4

BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

\emptyset lubang = 8 mm + 1,5 mm (lubang dibuat dengan bor)

$$= 9,5 \text{ mm} = 0,95 \text{ cm}$$

Luas bidang geser



Gambar 6.26 Detail Pelat Siku Pada Gelagar

Luas bidang geser

$$A_{nv} = L_{nv} \times t_{siku} = (16 - 2 \times 0,95) \times 0,4 = 5,64 \text{ cm}^2$$

Kuat rencana

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi 0,6 \times f_u \times A_{nv} \\ &= 0,75 \times 0,6 \times 4100 \times 5,64 = 10405,8 \text{ kg}\end{aligned}$$

Syarat:

$$V_u \leq \phi R_n \rightarrow 1195,27 \text{ kg} < 10405,8 \text{ kg (OK)}$$

6.3.5 Sambungan Antar Kolom Lantai 1-3

Kolom: King Cross 800 x 300 x 14 x 26

$$\text{BJ-41 : } f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_u = 771581,5 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 1,5 \cdot F_y \cdot Z_x$$

$$= 1,5 \cdot 2500 \cdot 7592,5 = 28471875 \text{ kg.cm}$$

Pembagian beban momen :

$$M_{u \text{ badan}} = \frac{I_{\text{badan}}}{I_{\text{profil}}} \times M_u$$

$$= \frac{\frac{1}{12} \times 1,4 \times 80^3}{303700} \times 28471875 = 5600000 \text{ kg.cm}$$

$$\begin{aligned}M_u \text{ sayap} &= M_u - M_u \text{ badan} \\ &= 28471875 - 5600000 \\ &= 22871875 \text{ kgcm}\end{aligned}$$

Pembagian beban aksial :

$$\begin{aligned}P_{u \text{ badan}} &= \frac{A_{\text{badan}}}{A_{\text{profil}}} \times P_u \\ &= \frac{1,4 \times 80}{534,8} \times 771581,5 = 161587,75 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_u \text{ sayap} &= P_u - P_u \text{ badan} = 771581,5 - 161587,75 \\ &= 609993,75 \text{ kg}\end{aligned}$$

Karena ada 4 sayap, maka P_u 1 sayap :

$$\frac{609993,75}{4} = 152498,44 \text{ kg}$$

- Sambungan pada sayap kolom
 $\varnothing \text{ baut} = 24 \text{ mm}$ ($A_b = 4,52 \text{ cm}^2$)
 Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)
 Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0,5$)
 Tebal pelat penyambung = 16 mm
 - Kuat geser baut:
 $\varnothing.V_n = \varnothing \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b$
 $= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \cdot 2 \cdot 4,52$
 $= 27991,59 \text{ kg (menentukan)}$
 - Kuat tumpu baut
 $\varnothing.R_n = \varnothing \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$
 $= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 4100$
 $= 28339,20 \text{ kg}$
- Gaya kopel pada sayap

$$T = \frac{M_{u \text{ sayap}}}{d} = \frac{22871875}{80} = 285898,44 \text{ kg}$$
 Jumlah gaya total pada sayap :
 $T_u = T + P_u \text{ sayap} = 285898,44 + 152498,44$
 $= 438396,88 \text{ kg}$
 Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = \frac{T_u}{\varnothing.R_n} = \frac{438396,88}{27991,59} = 15,66 \approx 16 \text{ buah}$$
 Dipasang 16 buah agar simetris
- Sambungan pada badan kolom
 $\varnothing \text{ baut} = 24 \text{ mm}$ ($A_b = 4,52 \text{ cm}^2$)
 Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)
 Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0,5$)
 Tebal pelat buhul = 16 mm
 - Kuat geser baut:
 $\varnothing.V_n = \varnothing \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b$
 $= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \cdot 2 \cdot 4,52$
 $= 27991,59 \text{ kg (menentukan)}$
 - Kuat tumpu baut
 $\varnothing.R_n = \varnothing \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 4100$$

$$= 28339,20 \text{ kg}$$

Momen yang bekerja pada titik berat sambungan badan:

$$e = 5600000 \text{ kg.cm} / 771581,5 \text{ kg} = 7,26 \text{ cm}$$

$$\text{Mu total} = \text{Mu badan} + \text{Pu} \cdot e$$

$$= 5600000 + 161587,75 \cdot 7,26$$

$$= 6772774,87 \text{ kg.cm}$$

Beban aksial yang bekerja pada titik berat sambungan badan:

$$\text{Pu total} = \text{Pu badan}$$

$$= 161587,75 \text{ kg}$$

Perkiraan jumlah baut:

$$n = \sqrt{\frac{6 \cdot M_u}{\mu \cdot R_u}}$$

Sambungan memikul beban M_u dan P_u sehingga R_u direduksi $\phi = 0,7$.

Susunan baut lebih dari satu deret nilai R_u dinaikan 1,2

$$R_u = 0,7 \times 1,2 \times 27991,59 = 23512,94 \text{ kg}$$

$$n = \sqrt{\frac{6 \times 5600000}{10 \times 23512,94}} = 13,15 \approx 12 \text{ buah}$$

Kontrol beban

$$K_{uh1} = \frac{P_u}{n} = \frac{161587,75}{12} = 13465,65 \text{ kg}$$

Akibat M_u total

Beban max pada baut dengan $x = 4,5 \text{ cm}$ dan $y = 22,5 \text{ cm}$

$$\Sigma(X^2 + Y^2) = [12(4,5^2) + 4(4,5^2 + 13,5^2 + 22,5^2)]$$

$$= 3078 \text{ cm}^2$$

$$K_{uv1} = \frac{M_{u \text{ total}} \cdot X}{\Sigma(X^2 + Y^2)} = \frac{5600000 \times 4,5}{3078} = 9901,72 \text{ kg}$$

$$K_{uh2} = \frac{M_{u \text{ total}} \cdot Y}{\Sigma(X^2 + Y^2)} = \frac{5600000 \times 22,5}{3078} = 49508,59 \text{ kg}$$

$$K_{u \text{ total}} = \sqrt{K_{uh1}^2 + (K_{uv1}^2 + K_{uh2}^2)}$$

$$= \sqrt{13465,65^2 + (9901,72 + 49508,59)^2}$$

$$= 60917,22 \text{ kg}$$

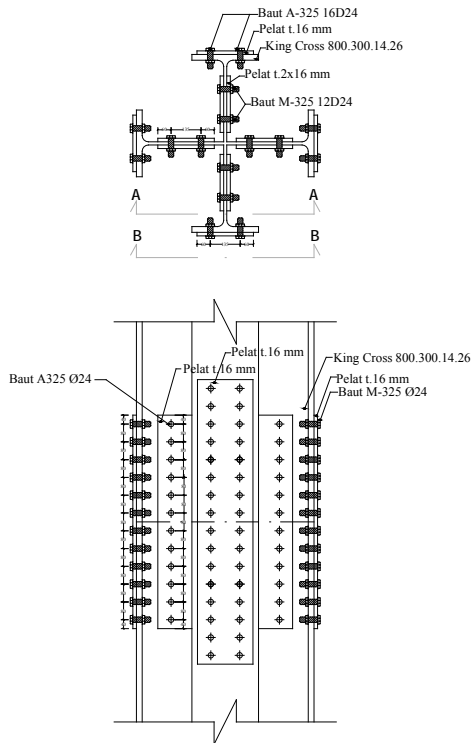
Karena pada badan kolom dipasang baut dan pelat penyambung pada empat sisinya, maka kuat beban berfaktor = $27991,59 \text{ kg} \times 4 = 111966,4 \text{ kg}$

$$K_{u \text{ total}} \leq \phi R_n \rightarrow 60917,22 \text{ kg} < 111966,4 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

Kontrol jarak baut

Jarak ke tepi = 1.5 db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm
= 3,6 cm s.d. 16,4cm, Terpasang = 4 cm

Jarak antar baut = 3 db s.d 15 tp atau 200 mm
= 7,2 cm s.d.24 cm, Terpasang = 8 cm



Gambar 6.27 Sambungan Kolom Dengan Kolom

6.3.6 Sambungan Antar Kolom Lantai 4-6

Kolom: King Cross 700 x 300 x 13 x 24

BJ-41 : $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$

$f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$

$P_u = 426066,09 \text{ kg}$

$M_{ux} = 1,5 \cdot F_y \cdot Z_x$

$= 1,5 \cdot 2500 \cdot 6051,4 = 22692750 \text{ kg.cm}$

Pembagian beban momen :

$$M_{u \text{ badan}} = \frac{I_{\text{badan}}}{I_{\text{profil}}} \times M_u$$

$$= \frac{\frac{1}{12} \times 1,3 \times 70^3}{211800} \times 22692750 = 3981231,20 \text{ kg.cm}$$

$M_u \text{ sayap} = M_u - M_u \text{ badan}$

$= 22692750 - 3981231,20$

$= 18711518,79 \text{ kgcm}$

Pembagian beban aksial :

$$P_{u \text{ badan}} = \frac{A_{\text{badan}}}{A_{\text{profil}}} \times P_u$$

$$= \frac{1,3 \times 70}{471} \times 426066,09 = 82318,50 \text{ kg}$$

$P_u \text{ sayap} = P_u - P_u \text{ badan} = 426066 - 82318,50$

$= 343747,59 \text{ kg}$

Karena ada 4 sayap, maka P_u 1 sayap :

$$\frac{343747,59}{4} = 85936,90 \text{ kg}$$

- Sambungan pada sayap kolom

$\varnothing_{\text{baut}} = 24 \text{ mm}$ ($A_b = 4,52 \text{ cm}^2$)

Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)

Ulir tidak pada bidang geser ($r_1 = 0,5$)

Tebal pelat penyambung = 16 mm

- Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.Vn &= \emptyset \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \cdot 2 \cdot 4,52 \\ &= 27991,59 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset \cdot 2,4 \cdot db \cdot tp \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 4100 \\ &= 28339,20 \text{ kg}\end{aligned}$$

Gaya kopel pada sayap

$$T = \frac{M_{u \text{ sayap}}}{d} = \frac{18711518,79}{70} = 267307,41 \text{ kg}$$

Jumlah gaya total pada sayap :

$$\begin{aligned}T_u &= T + P_u \text{ sayap} = 267307,41 + 85936,90 \\ &= 353244,31 \text{ kg}\end{aligned}$$

Jumlah baut yang diperlukan :

$$n = \frac{T_u}{\emptyset.Rn} = \frac{353244,31}{27991,59} = 12,62 \approx 14 \text{ buah}$$

Dipasang 14 buah agar simetris

- Sambungan pada badan kolom

$$\emptyset_{\text{baut}} = 24 \text{ mm } (A_b = 4,52 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Mutu baut A325 } (f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Ulir tidak pada bidang geser } (r_1 = 0,5)$$

$$\text{Tebal pelat buhul} = 16 \text{ mm}$$

- Kuat geser baut:

$$\begin{aligned}\emptyset.Vn &= \emptyset \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \cdot 2 \cdot 4,52 \\ &= 27991,59 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

- Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\emptyset.Rn &= \emptyset \cdot 2,4 \cdot db \cdot tp \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,6 \cdot 4100 \\ &= 28339,20 \text{ kg}\end{aligned}$$

Momen yang bekerja pada titik berat sambungan badan:

$$e = 3981231,20 / 426066,09 = 9,34$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu total} &= \text{Mu badan} + \text{Pu} \cdot e \\
 &= 3981231,20 + 82318,50 \cdot 9,34 \\
 &= 4750428,74 \text{ kg.cm}
 \end{aligned}$$

Beban aksial yang bekerja pada titik berat sambungan badan:

$$\begin{aligned}
 \text{Pu total} &= \text{Pu badan} \\
 &= 82318,50 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Perkiraan jumlah baut:

$$n = \sqrt{\frac{6 \cdot M_u}{\mu \cdot R_u}}$$

Sambungan memikul beban Mu dan Pu sehingga Ru direduksi $\phi = 0,7$.

Susunan baut lebih dari satu deret nilai Ru dinaikan 1,2

$$R_u = 0,7 \times 1,2 \times 27991,59 = 23512,94 \text{ kg}$$

$$n = \sqrt{\frac{6 \times 4750428,74}{10 \times 23512,94}} = 11,01 \approx 12 \text{ buah}$$

Kontrol beban

$$K_{uh1} = \frac{\text{Pu}}{n} = \frac{82318,50}{12} = 6859,88 \text{ kg}$$

Akibat Mu total

Beban max pada baut dengan $x = 4,5 \text{ cm}$ dan $y = 22,5 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}
 \Sigma(X^2 + Y^2) &= [12(4,5^2) + 4(4,5^2 + 13,5^2 + 22,5^2)] \\
 &= 3078 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$K_{uv1} = \frac{M_{u \text{ total}} \cdot X}{\Sigma(X^2 + Y^2)} = \frac{4750428,74 \times 4,5}{3078} = 6945,07 \text{ kg}$$

$$K_{uh2} = \frac{M_{u \text{ total}} \cdot Y}{\Sigma(X^2 + Y^2)} = \frac{4750428,74 \times 22,5}{3078} = 34725,36 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
 K_{u \text{ total}} &= \sqrt{K_{uh1}^2 + (K_{uv1}^2 + K_{uh2}^2)} \\
 &= \sqrt{6859,88^2 + (6945,07 + 34725,36)^2} \\
 &= 42231,30 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

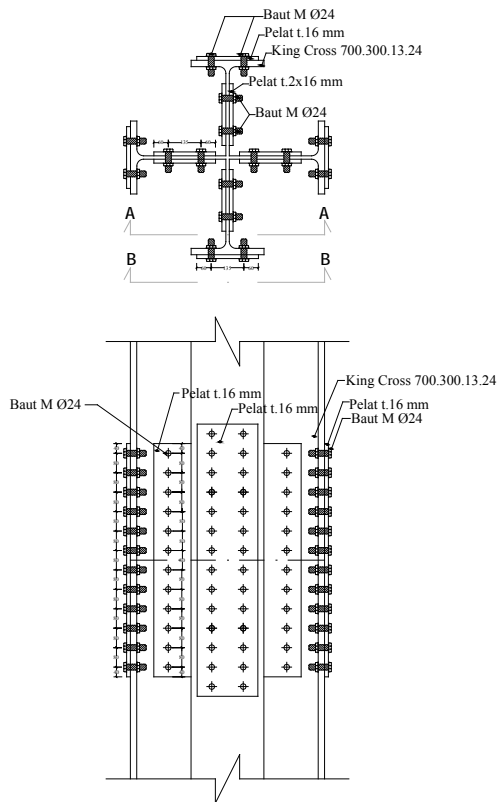
Karena pada badan kolom dipasang baut dan pelat penyambung pada empat sisinya, maka kuat beban berfaktor = $27991,59 \text{ kg} \times 4 = 111966,4 \text{ kg}$

$$K_{u \text{ total}} \leq \phi R_n \rightarrow 42231,30 \text{ kg} < 111966,4 \text{ kg (OK)}$$

Kontrol jarak baut

Jarak ke tepi = 1.5 db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm
= 3,6 cm s.d. 16,4cm, Terpasang = 4 cm

Jarak antar baut = 3 db s.d 15 tp atau 200 mm
= 7,2 cm s.d.24 cm, Terpasang = 8 cm



Gambar 6.28 Sambungan Kolom Dengan Kolom

6.3.7 Sambungan Kolom Dengan Base Plate

Perencanaan *base plate* dibawah ini menggunakan *fixed plate* dari katalog PT. Gunung Garuda untuk profil K 800 x 300 x 14 x 26 dengan data – data sebagai berikut :

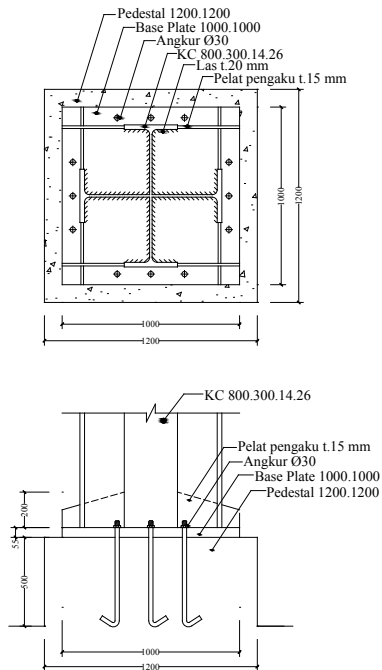
- Part No = BMK-17
- H = 1000 mm
- B = 1000 mm
- $t_p = 55$
- $q = 431,75 \text{ kg}$

Dari hasil perhitungan analisa SAP2000 diperoleh gaya-gaya yang bekerja adalah sebagai berikut:

$$P_u = 771581,5 \text{ kg}$$

$$M_u = 4024006,09 \text{ kg.cm}$$

$$V_u = 10677,47 \text{ kg}$$



Gambar 6.29 Sambungan Kolom Dengan *Base Plate*

- Sambungan Las pada End Plate

Direncanakan las dengan $t_e = 1$ cm pada daerah yang diarsir pada profil KC 800 x 300 x 14 x 26 sehingga didapat :

$$A_{las} = \{(2 \cdot 69,2) + (2 \cdot 67,8) + (4 \cdot 30)\} \cdot 1 = 394 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \left[2 \left(\frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 69,2^3 + \frac{1}{12} \cdot 30 \cdot 1^3 + 30 \cdot 1 \cdot 40,7^2 \right) \right] \\ + \left[2 \left(\frac{1}{12} \cdot 67,8 \cdot 1^3 + \frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 30^3 \right) \right] \\ = 159134,68 \text{ cm}^4$$

$$I_x = I_y = 159134,68 \text{ cm}^4$$

$$W_x = W_y = \frac{I_x}{y} = \frac{159134,68}{40} = 3978,37 \text{ cm}^3$$

$$f_{u_{las}} = \phi \cdot 0,6 \cdot F_{E70xx} = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 70,3 \cdot 1 \\ = 2214,45 \text{ Kg/cm}^2$$

Akibat P_u :

$$f_p = \frac{P_u}{A} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{771581,5}{394} + \frac{4024006,09}{3978,37} \\ = 2969,80 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat V_u :

$$f_v = \frac{V_u}{A} + \frac{M_x}{W_y} = \frac{1038,57}{394} + \frac{4024006,09}{3978,37} \\ = 1038,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_p^2 + f_v^2} = \sqrt{2969,80^2 + 1038,57^2} \\ = 3146,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{u_{las}}} = \frac{3146,16}{2214,45} = 1,42 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{1,42}{0,707} = 2,00 \text{ cm} > (a \text{ min} = 6 \text{ mm})$$

Syarat- syarat tebal kaki las

Tebal minimum = $t_{plat} = 55 \text{ mm}$

$$a_{eff \text{ max}} = 1,41 \cdot \frac{f_u}{f_{E70xx}} \cdot t_p = 1,41 \cdot \frac{4100}{70 \cdot 70,3} \cdot 5,5$$

$$= 6,46 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai las dengan $a = 2,0 \text{ cm}$

Perhitungan Base Plate

Periksa eksentrisitas gaya:

$$e = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{4024006,09}{771581,5} = 5,22 \text{ cm}$$

$$1/6 h = 1/6 \cdot 100 = 16,67 \text{ cm} > e$$

Karena $1/6 h > e$, maka tidak terjadi gaya tarik, sehingga tidak perlu memasang gaya angkur (dipasang angkur praktis)

Direncanakan diameter baut : $30 \text{ mm} = 3 \text{ cm}$

$$h' \geq w_e + c_1$$

$$w_e = \text{jarak baut ke tepi} = 2 \cdot d_b = 2 \cdot 3 = 6 \text{ cm}$$

$$c_1 = \text{jarak minimum untuk kunci} = 27/16 \cdot d_b = 5,06 \text{ cm}$$

$$h' \geq 6 + 5,06 = 11,06 \text{ cm}$$

$$h \geq H - 0,5 \cdot h' = 100 - 0,5 \cdot 11,06 = 94,47 \text{ cm}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

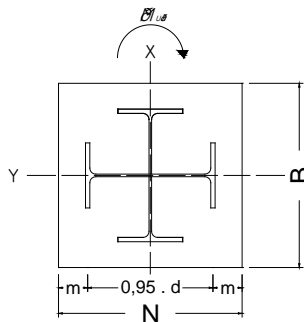
Dimensi beton :

Panjang : 1200 mm

Lebar : 1200 mm

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{120 \cdot 120}{100 \cdot 100}} = 1,2$$

Perencanaan akibat beban sumbu X



Gambar 6.30 Arah Beban Sumbu X Pada Base Plate

- Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{771581,5}{100 \cdot 100} = 77,16 \text{ kg/cm}^2$$

- Akibat beban M_u

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot N^2} = \frac{6 \cdot 4024006,09}{100 \cdot 100^2} = 24,14 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan maksimal

$$f_{p \max} = f_{pa} + f_{pb} = 77,16 + 24,14 = 101,3 \text{ kg/cm}^2$$

- Tekanan yang dapat diterima kolom

$$f_{p \text{ avail}} = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c = 0,9 \cdot 0,85 \cdot 30 = 22,95 \text{ Mpa}$$

$$f_{p \text{ avail}} = 229,5 \text{ kg/cm}^2 > f_{p \max} = 101,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

- Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat

$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{100 - 0,95 \cdot 80}{2} = 12 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_{upl} &= \left(f_{p \max} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \cdot f_{pb} - \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{3} \right) \\ &= \left(101,3 - 2 \cdot 24,14 \cdot \frac{12}{100} \right) \cdot \left(\frac{12^2}{2} \right) + \left(2 \cdot 24,14 - \frac{12}{100} \right) \cdot \left(\frac{12^2}{3} \right) \\ &= 9188,62 \text{ kg.cm/cm} \end{aligned}$$

- Menentukan tebal base plate

$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{0,9 \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 9188,62}{0,9 \cdot 2500}} = 4,04 \text{ cm} < 5,5 \text{ cm (OK)}$$

Perencanaan pelat pengaku

- Pelat pengaku direncanakan seperti dengan dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas.
- Dimensi pelat minimum menurut SNI-03-1729-2002 Pasal 8.11

Lebar pelat pengaku minimum (bs)

$$b_s \geq \frac{b}{3} - \frac{tw}{2} = \frac{30}{3} - \frac{1,4}{2} = 9,3 \text{ cm}$$

Tebal pelat pengaku minimum (ts)

$$t_s \geq 0,5 \cdot tf \rightarrow 0,5 \times 2,6 = 1,3 \text{ cm}$$

$$t_s \geq 1,79 \cdot bs \cdot \sqrt{\frac{fy}{E}} = 1,79 \cdot 9,3 \cdot \sqrt{\frac{2500}{2 \cdot 10^6}} = 0,59 \text{ cm}$$

”Lebar pelat pengaku (bs) = 20 cm dengan tebal pelat pengaku (ts) = 1,5 cm”

Perencanaan baut angkur

- Gaya tarik yang terjadi pada angkur

$$T = \frac{f_{p \max} \cdot A \cdot B}{2} - Pu = \frac{101,3 \cdot 100 \cdot 100}{2} - 771581,5$$

$$= 265070,57 \text{ kg}$$

“Karena $1/6 h > e$, maka dipasang angkur praktis”

Perhitungan Baut Angkur:

Dipakai baut angkur Ø30 mm dengan $f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= 0,75 \cdot r_l \cdot f_{ub} \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 3^2) \\ &= 21868,43 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 2,4 \cdot \phi \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 3 \cdot 5,5 \cdot 4100 \\ &= 121770 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Kuat rencana tarik

$$\begin{aligned} \phi R_n &= T_d = \phi \cdot 0,75 \cdot f_{ub} \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 8250 \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 3^2) \\ &= 32802,65 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Jumlah baut angkur yang dibutuhkan (diambil jumlah yang terbesar antara gaya geser dan gaya tarik yang terjadi

$$n = \frac{Vu}{\phi V_n} = \frac{10677,47}{21868,43} = 0,49 \text{ buah}$$

Terhadap gaya tarik

$$n = \frac{T}{\phi V_n} = \frac{265070,57}{21868,43} = 11,12 \approx 12 \text{ buah}$$

Untuk Pelat landas dipakai 12 baut

- Panjang Baut Angkur

$$\frac{\lambda d}{db} = \frac{9fy}{10 \cdot \sqrt{f'c}} \times \frac{\alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \lambda}{\left(\frac{c + ktr}{db}\right)}$$

$$= \frac{9 \times 250}{10 \cdot \sqrt{30}} \times \frac{1 \times 1,2 \times 1 \times 1}{3,0}$$

$$\lambda d = 16,43 \cdot db \rightarrow 16,43 \cdot 3,0 \text{ cm} = 49,30 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm}$$

Maka panjang angkur yang dibutuhkan 50 cm.

6.3.8 Sambungan Balok Induk Lantai Perkantoran Dengan Kolom

Sambungan balok induk dengan kolom direncanakan dengan sambungan kaku (*rigid connection*) dimana sambungan memikul beban geser P_u dan momen M_u .

$$V_u = 13122,13 \text{ kg (1,2D + 0,5L + 2,8RSX)}$$

$$M_u = 3357749,91 \text{ kg.cm (1,2D + 0,5L + 2,8RSX)}$$

Perencanaan kekuatan sambungan baut:

- Kuat geser baut

Pada bidang geser baut tidak ada ulir ($r_1 = 0,5$)

Tebal pelat penyambung 18 mm

Mutu profil BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Baut tipe tumpu baut 30 mm ($A_g = 7,07 \text{ cm}^2$)

Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \cdot 1 \cdot 7,07$$

$$= 21868,43 \text{ kg (menentukan)}$$

Kuat tumpu baut

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 3,0 \cdot 1,8 \cdot 4100$$

$$= 39852,0 \text{ kg}$$

Kuat tarik baut:

$$T_d = \phi \cdot 0,75 \cdot f_u \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 8250 \cdot 7,07$$

$$= 32802,65 \text{ kg}$$

- Kontrol geser

$$V_u = \frac{Pu}{n} = \frac{13122,13}{8} = 1640,27 \text{ kg} < 21868,43 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol tarik

$$f_{uv} = \frac{Vu}{A} = \frac{1640,27}{7,07} = 232,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = (1,3 \times fu^b - 1,5 \times f_{uv})$$

$$= (1,3 \times 8250 - 1,5 \times 232,05)$$

$$= 10376,92 \text{ kg/cm}^2 > 8250 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{(OK)}$$

- Perencanaan kekuatan sambungan las

Direncanakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A_l = t_e \cdot (2 \cdot d_1) + (2 \cdot d_2)$$

$$= 1 \cdot \left\{ (2(50 - (2 \cdot 1,6))) + (2(20 - 1,0)) \right\}$$

$$= 131,6 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \left[4 \left(\frac{1}{12} \cdot \frac{20-1,0}{2} \cdot 1^3 + \frac{20-1,0}{2} \cdot 1 \cdot \left(\frac{50-(2 \times 1,6)}{2} \right)^2 \right) \right] +$$

$$\left[2 \left(\frac{1}{12} \cdot 1 \cdot (50 - 2 \times 1,6)^3 \right) \right] = 39242,45 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{Y_{max}} = \frac{39242,45}{25} = 1569,70 \text{ cm}^3$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{13122,13}{131,6} = 99,71 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban momen lentur

$$f_h = \frac{Mu}{S_x} = \frac{3357749,91}{1569,70} = 2139,11 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{fv^2 + fh^2} = \sqrt{99,71^2 + 2139,11^2}$$

$$= 2141,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$fu_{las} = \phi \cdot 0,6 \cdot F_{E70xx} = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 3 \cdot 1$$

$$= 2214,45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{2141,43}{2214,45} = 0,97 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,97}{0,707} = 1,37 \text{ cm} > (a \text{ min} = 6 \text{ mm})$$

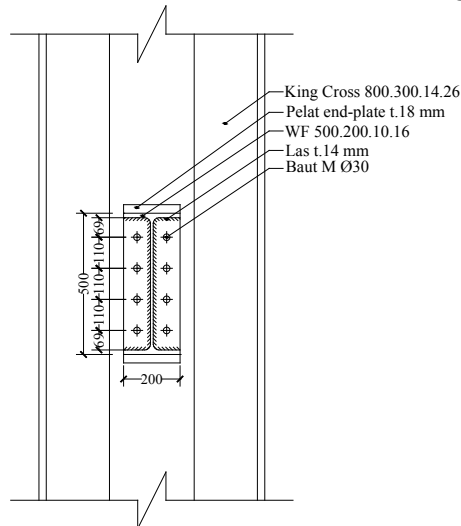
Dipakai las sudut dengan ketebalan 1,4 cm

- Kontrol kehandalan sambungan

$$Tu \text{ max} = \frac{Mu \times Y_{max}}{\sum Y^2}$$

$$= \frac{3357749,91 \times 36}{2 \times (12^2 + 24^2 + 36^2)} = 29979,91 \text{ kg}$$

$$Tu \text{ max} = 29979,91 \text{ kg} < Td = 32802,65 \text{ kg (OK)}$$



Gambar 6.31 Sambungan Balok Induk Lantai Dengan Kolom

6.3.9 Sambungan Balok Induk Atap Dengan Kolom

Sambungan balok induk dengan kolom direncanakan dengan sambungan kaku (*rigid connection*) dimana sambungan memikul beban geser P_u dan momen M_u .

$$V_u = 13825,73 \text{ kg} (1,2D + 0,5L + 2,8RSX)$$

$$M_u = 1986384,51 \text{ kg.cm} (1,2D + 0,5L + 2,8RSX)$$

Perencanaan kekuatan sambungan baut:

- Kuat geser baut

Pada bidang geser baut tidak ada ulir ($r_1 = 0,5$)

Tebal pelat penyambung 18 mm

Mutu profil BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Baut tipe tumpu baut 30 mm ($A_g = 7,07 \text{ cm}^2$)

Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)

$$\begin{aligned}\phi \cdot V_n &= \phi \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \cdot 1 \cdot 7,07 \\ &= 21868,43 \text{ kg (menentukan)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\phi \cdot R_n &= \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 3,0 \cdot 1,3 \cdot 4100 \\ &= 28782,0 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tarik baut:

$$\begin{aligned}T_d &= \phi \cdot 0,75 \cdot f_u \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 8250 \cdot 7,07 \\ &= 32802,65 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Kontrol geser

$$\begin{aligned}V_u &= \frac{P_u}{n} = \frac{13825,73}{8} \\ &= 576,07 \text{ kg} < 21868,43 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

- Kontrol tarik

$$\begin{aligned}f_{uv} &= \frac{V_u}{A} = \frac{576,07}{7,07} = 81,5 \text{ kg/cm}^2 \\ f_t &= (1,3 \times f_u^b - 1,5 \times f_{uv}) \\ &= (1,3 \times 8250 - 1,5 \times 81,5) \\ &= 10602,75 \text{ kg/cm}^2 > 8250 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow (\text{OK})\end{aligned}$$

- Perencanaan kekuatan sambungan las

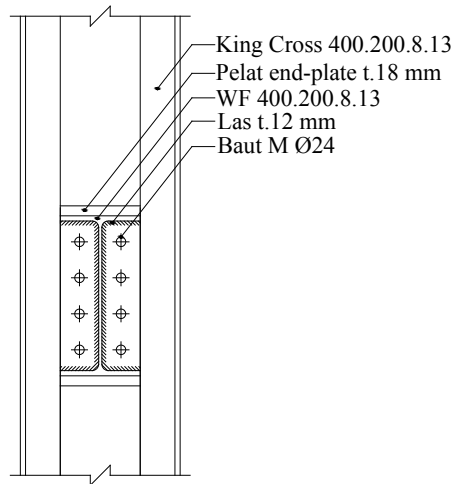
Direncanakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}A_1 &= t_e \cdot (2 \cdot d_1) + (2 \cdot d_2) \\ &= 1 \cdot \{(2(40 - (2 \cdot 1,0))) + (2(20 - 0,8))\}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 114,4 \text{ cm}^2 \\
I_x &= \left[4 \left(\frac{1}{12} \cdot \frac{20-0,8}{2} \cdot 1^3 + \frac{20-0,8}{2} \cdot 1 \cdot \left(\frac{40-(2 \times 1,3)}{2} \right)^2 \right) \right] + \\
&\quad \left[2 \left(\frac{1}{12} \cdot 1 \cdot (40 - 2 \times 1,3)^3 \right) \right] = 22150,22 \text{ cm}^4 \\
S_x &= \frac{I_x}{Y_{max}} = \frac{22150,22}{20} = 1107,51 \text{ cm}^3 \\
&\text{Akibat geser beban sentris} \\
f_v &= \frac{Pu}{A} = \frac{13825,73}{114,4} = 120,85 \text{ kg/cm}^2 \\
&\text{Akibat beban momen lentur} \\
f_h &= \frac{Mu}{S_x} = \frac{1986384,51}{1107,51} = 1797,62 \text{ kg/cm}^2 \\
f_{total} &= \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{120,85^2 + 1797,62^2} \\
&= 1797,62 \text{ kg/cm}^2 \\
fu_{las} &= \phi \cdot 0,6 \cdot F_{E70xx} = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 3 \cdot 1 \\
&= 2214,45 \text{ Kg/cm}^2 \\
te &= \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{1797,62}{2214,45} = 0,81 \\
a &= \frac{te}{0,707} = \frac{0,81}{0,707} = 1,15 \text{ cm} > (a \text{ min} = 6 \text{ mm}) \\
&\text{Dipakai las sudut dengan ketebalan 1,2 cm}
\end{aligned}$$

- Kontrol kehandalan sambungan

$$\begin{aligned}
Tu \text{ max} &= \frac{Mu \times Y_{max}}{\Sigma Y^2} \\
&= \frac{3357749,91 \times 27}{2 \times (9^2 + 18^2 + 27^2)} = 23647,43 \text{ kg} \\
Tu \text{ max} &= 23647,43 \text{ kg} < Td = 32802,65 \text{ kg (OK)}
\end{aligned}$$



Gambar 6.32 Sambungan Balok Induk Atap Dengan Kolom

6.3.10 Sambungan Balok Diluar Link WF800.300.14.26 Dengan Kolom

Sambungan balok induk dengan kolom direncanakan dengan sambungan kaku (*rigid connection*) dimana sambungan memikul beban geser P_u dan momen M_u .

$$V_u = 20345,92 \text{ kg } (1,2D + 0,5L + 2,8RSX)$$

$$M_u = 3501964,52 \text{ kg.cm } (1,2D + 0,5L + 2,8RSX)$$

Perencanaan kekuatan sambungan baut:

- Kuat geser baut
 Pada bidang geser baut tidak ada ulir ($r_1 = 0,5$)
 Mutu profil BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)
 Baut tipe tumpu baut 24 mm ($A_g = 4,52 \text{ cm}^2$)
 Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)
 $\phi.V_n = \phi \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b$
 $= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \cdot 1 \cdot 4,52$
 $= 13995,80 \text{ kg (menentukan)}$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\phi.Rn &= \phi \cdot 2,4 \cdot db \cdot tp \cdot fu \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,8 \cdot 4100 \\ &= 31881,60 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tarik baut:

$$\begin{aligned}T_d &= \phi \cdot 0,75 \cdot fu \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 8250 \cdot 4,52 \\ &= 20993,69 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Kontrol geser

$$\begin{aligned}V_u &= \frac{Pu}{n} = \frac{20345,92}{8} \\ &= 2543,24 \text{ kg} < 13995,80 \text{ kg (OK)}\end{aligned}$$

- Kontrol tarik

$$\begin{aligned}f_{uv} &= \frac{V_u}{A} = \frac{2543,24}{4,52} = 562,18 \text{ kg/cm}^2 \\ f_t &= (1,3 \times fu^b - 1,5 \times f_{uv}) \\ &= (1,3 \times 8250 - 1,5 \times 562,18) \\ &= 9881,73 \text{ kg/cm}^2 > 8250 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{(OK)}\end{aligned}$$

- Perencanaan kekuatan sambungan las

Direncanakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$

$$\begin{aligned}A_1 &= t_e \cdot (2 \cdot d_1) + (2 \cdot d_2) \\ &= 1 \cdot \{(2(80 - (2 \cdot 2,6))) + (2(20 - 1,4))\} \\ &= 246,8 \text{ cm}^2 \\ I_x &= \left[4 \left(\frac{1}{12} \cdot \frac{30-1,4}{2} \cdot 1^3 + \frac{30-1,4}{2} \cdot 1 \cdot \left(\frac{80-(2 \times 2,6)}{2} \right)^2 \right) \right] + \\ &\quad \left[2 \left(\frac{1}{12} \cdot 1 \cdot (80 - 2 \times 2,6)^3 \right) \right] = 149765,35 \text{ cm}^4 \\ S_x &= \frac{I_x}{Y_{max}} = \frac{149765,35}{40} = 3744,13 \text{ cm}^3 \\ \text{Akibat geser beban sentris} \\ f_v &= \frac{Pu}{A} = \frac{20345,92}{246,8} = 82,44 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

Akibat beban momen lentur

$$f_h = \frac{Mu}{S_x} = \frac{3501964,52}{3744,13} = 935,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{total}} = \sqrt{fv^2 + fh^2} = \sqrt{82,44^2 + 935,32^2} = 938,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$fu_{\text{las}} = \phi \cdot 0,6 \cdot F_{E70xx} = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 70,3 \cdot 1 = 2214,45 \text{ Kg/cm}^2 > f_{\text{total}}$$

$$te = \frac{f_{\text{total}}}{fu_{\text{las}}} = \frac{938,95}{2214,45} = 0,42 \text{ cm}$$

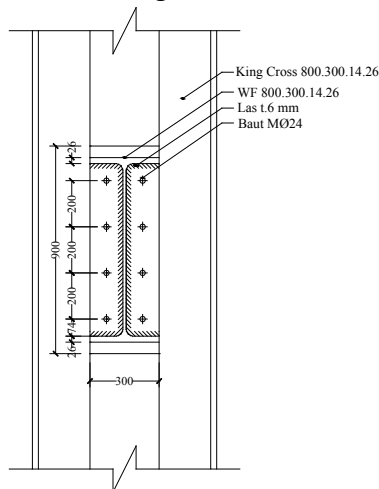
$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,42}{0,707} = 0,6 \text{ cm} > (a \text{ min} = 6 \text{ mm})$$

Dipakai las sudut dengan ketebalan 0,6 cm

- Kontrol kehandalan sambungan

$$Tu \text{ max} = \frac{Mu \times Y_{\text{max}}}{\Sigma Y^2} = \frac{3501964,52 \times 60}{2 \times (20^2 + 40^2 + 60^2)} = 18760,52 \text{ kg}$$

$$Tu \text{ max} = 18760,52 \text{ kg} < Td = 20993,69 \text{ kg (OK)}$$



Gambar 6.33 Sambungan Balok Diluar *Link* Dengan Kolom

6.3.11 Sambungan Balok Diluar Link WF 600.200.11.17 Dengan Kolom

Sambungan balok induk dengan kolom direncanakan dengan sambungan kaku (*rigid connection*) dimana sambungan memikul beban geser P_u dan momen M_u .

$$V_u = 14697,70 \text{ kg} (1,2D + 0,5L + 2,8RSX)$$

$$M_u = 1733064,87 \text{ kg.cm} (1,2D + 0,5L + 2,8RSX)$$

Perencanaan kekuatan sambungan baut:

- Kuat geser baut
 Pada bidang geser baut tidak ada ulir ($r_1 = 0,5$)
 Mutu profil BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)
 Baut tipe tumpu baut 24 mm ($A_g = 4,52 \text{ cm}^2$)
 Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot r_1 \cdot f_u \cdot m \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \cdot 1 \cdot 4,52$$

$$= 13995,80 \text{ kg (menentukan)}$$
 Kuat tumpu baut

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,8 \cdot 4100$$

$$= 31881,60 \text{ kg}$$
 Kuat tarik baut:

$$T_d = \phi \cdot 0,75 \cdot f_u \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 8250 \cdot 4,52$$

$$= 20993,69 \text{ kg}$$

- Kontrol geser

$$V_u = \frac{P_u}{n} = \frac{14697,70}{8}$$

$$= 1837,21 \text{ kg} < 13995,80 \text{ kg (OK)}$$

- Kontrol tarik

$$f_{uv} = \frac{V_u}{A} = \frac{1837,21}{4,52} = 406,11 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = (1,3 \times f_u^b - 1,5 \times f_{uv})$$

$$= (1,3 \times 8250 - 1,5 \times 406,11)$$

$$= 10115,83 \text{ kg/cm}^2 > 8250 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow (\text{OK})$$

- Perencanaan kekuatan sambungan las

Direncanakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$

$$A_1 = t_e \cdot (2 \cdot d_1) + (2 \cdot d_2)$$

$$= 1 \cdot \left\{ \left(2(60 - (2 \cdot 1,7)) \right) + (2(20 - 1,1)) \right\}$$

$$= 151 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \left[4 \left(\frac{1}{12} \cdot \frac{20-1,1}{2} \cdot 1^3 + \frac{20-1,1}{2} \cdot 1 \cdot \left(\frac{60-(2 \times 1,7)}{2} \right)^2 \right) \right] +$$

$$\left[2 \left(\frac{1}{12} \cdot 1 \cdot (60 - 2 \times 1,7)^3 \right) \right] = 60497,04 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{Y_{max}} = \frac{60497,04}{30} = 2016,57 \text{ cm}^3$$

Akibat geser beban sentris

$$f_v = \frac{Pu}{A} = \frac{14697,70}{151} = 97,34 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat beban momen lentur

$$f_h = \frac{Mu}{S_x} = \frac{1733064,87}{2016,57} = 859,41 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_v^2 + f_h^2} = \sqrt{97,34^2 + 859,41^2}$$

$$= 864,91 \text{ kg/cm}^2$$

$$fu_{las} = \phi \cdot 0,6 \cdot F_{E70xx} = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 70,3 \cdot 1$$

$$= 2214,45 \text{ Kg/cm}^2 > f_{total}$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{fu_{las}} = \frac{864,91}{2214,45} = 0,39 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,39}{0,707} = 0,55 \text{ cm} < (a \text{ min} = 6 \text{ mm})$$

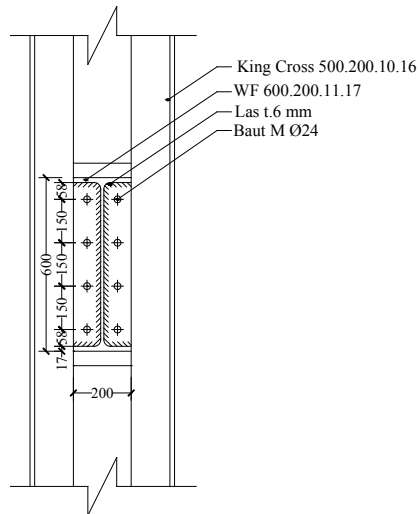
Dipakai las sudut dengan ketebalan 0,6 cm

- Kontrol kehandalan sambungan

$$Tu \text{ max} = \frac{Mu \times Y_{max}}{\Sigma Y^2}$$

$$= \frac{1733064,87 \times 45}{2 \times (15^2 + 30^2 + 45^2)} = 12379,03 \text{ kg}$$

$$Tu \text{ max} = 12379,03 \text{ kg} < Td = 20993,69 \text{ kg (OK)}$$



Gambar 6.34 Sambungan Balok Diluar *Link* Dengan Kolom

6.3.12 Sambungan Batang Bresing WF 400.400.21.21

Sesuai peraturan SNI 03 – 1729 – 2002 butir 15.13.6.4 mengenai kuat perlu sambungan batang bresing ke balok, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing yaitu $1,25 \cdot R_y \cdot V_n$.

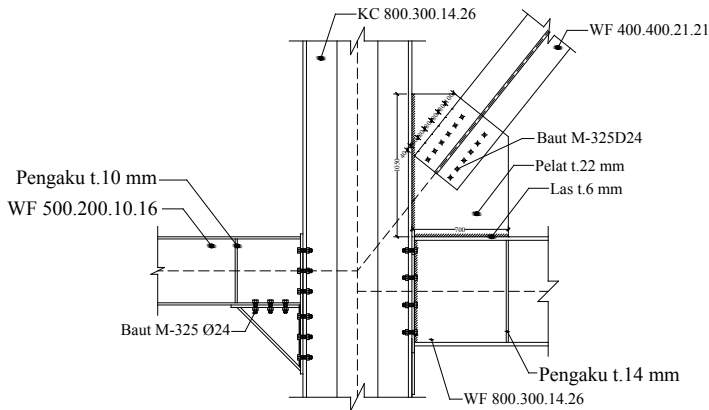
$$V_u = 1,25 \times R_y \times V_n$$

V_n = Kuat geser nominal link, diambil yang terkecil dari V_p atau $2M_p/e$

$$\begin{aligned} V_p &= 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \\ &= 0,6 \cdot 2500 \cdot (80 - 2 \cdot 2,6) \cdot 1,4 \\ &= 157080 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

$$2 \cdot M_p / e = 2 \cdot 19987500 / 80 = 499687,5 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1,25 \cdot R_y \cdot V_n \\ &= 1,25 \cdot 1,5 \cdot 157080 \\ &= 294525 \text{ kg} \end{aligned}$$



Gambar 6.35 Sambungan Bracing Dengan Pelat Buhul

Sambungan pada batang bresing

Kuat geser baut

Pada bidang geser baut tidak ada ulir ($r_1 = 0,5$)

Mutu profil BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Baut tipe tumpu baut 24 mm ($A_g = 4,52 \text{ cm}^2$)

Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)

Tebal plat buhul = 22 mm

$$\begin{aligned}\Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot (r_1 f_{ub}) \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot (0,5 \cdot 8250) \cdot 2 \cdot 4,52 \\ &= 27991,59 \text{ kg (menentukan !)}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\Phi \cdot R_n &= \Phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 4100 \\ &= 38996,4 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{294525}{27991,5} = 10,52 \approx 12 \text{ buah}$$

Dipasang 6 buah 2 baris.

Kontrol jarak baut

$$\begin{aligned}\text{Jarak ke tepi} &= 1,5 d_b \text{ s.d. } (4t_p + 100 \text{ mm}) \text{ atau } 200 \text{ mm} \\ &= 3,6 \text{ cm s.d. } 15,2 \text{ cm} \rightarrow \text{Terpasang} = 4 \text{ cm}\end{aligned}$$

Jarak antar baut = 3 db s.d 15 tp atau 200 mm
 = 7,2 cm s.d 19,5 cm → Terpasang = 8cm

Sambungan las sudut pada plat buhul

- Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}
- Tebal efektif las sudut rencana $t_e = 1$ cm
- Kuat nominal las sudut

$$\begin{aligned}\phi \cdot R_{nw} &= 0,75 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_{uw}) \\ &= 0,75 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 70,3 \\ &= 2214,45 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$
- Luas las sudut

$$\begin{aligned}A_{las} &= 2 \cdot (d+b) \\ &= 2 \cdot (105+70) = 576 \text{ cm}^2\end{aligned}$$
- Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$\begin{aligned}L &= 576 \text{ cm} \\ h &= 450 \text{ cm} \\ b &= 360 \text{ cm} \\ \cos \phi &= 3,6/5,76 = 0,625 \\ \sin \phi &= 4/5,76 = 0,78 \\ 0,625 \cdot Vu &= 0,625 \times 294525 = 184078,13 \text{ kg} \\ 0,78 \cdot Vu &= 0,78 \times 294525 = 230097,66 \text{ kg} \\ f_h &= \frac{184078,13}{576} = 525,94 \text{ kg/cm}^2 \\ f_v &= \frac{230097,66}{576} = 657,42 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{total} &= \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2} \\ &= \sqrt{(525,94)^2 + (657,42)^2} \\ &= 841,91 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$
- Tebal efektif las sudut

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi \cdot R_{nw}} = \frac{841,91}{2214,45} = 0,38 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,38}{0,707} = 0,38 \text{ cm} < a \text{ min } (6 \text{ mm})$$

Dipakai ketebalan las sudut sebesar 0,6 cm

6.3.13 Sambungan Batang Bresing WF 300.300.15.15

Sesuai peraturan SNI 03 – 1729 – 2002 butir 15.13.6.4 mengenai kuat perlu sambungan batang bresing ke balok, harus ditentukan lebih besar atau sama dengan kuat nominal batang bresing yaitu $1,25 \cdot R_y \cdot V_n$.

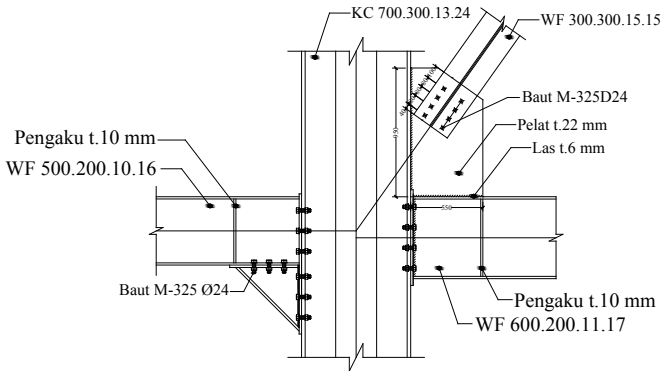
$$V_u = 1,25 \times R_y \times V_n$$

V_n = Kuat geser nominal link, diambil yang terkecil dari V_p atau $2Mp/e$

$$\begin{aligned} V_p &= 0,6 \cdot f_y \cdot (d - 2 \cdot t_f) \cdot t_w \\ &= 0,6 \cdot 2500 \cdot (60 - 2 \cdot 1,7) \cdot 1,1 \\ &= 93390 \text{ kg (menentukan)} \end{aligned}$$

$$2 \cdot Mp / e = 2 \cdot 7157500 / 80 = 178937,5 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 1,25 \cdot R_y \cdot V_n \\ &= 1,25 \cdot 1,5 \cdot 93390 \\ &= 175106,25 \text{ kg} \end{aligned}$$



Gambar 6.36 Sambungan Bracing Dengan Pelat Buhul

Sambungan pada batang bresing

Kuat geser baut

Pada bidang geser baut tidak ada ulir ($r_1 = 0,5$)

Mutu profil BJ41 ($f_u = 4100 \text{ kg/cm}^2$)

Baut tipe tumpu baut 24 mm ($A_g = 4,52 \text{ cm}^2$)

Mutu baut A325 ($f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$)

Tebal plat buhul = 22 mm

$$\begin{aligned}\Phi \cdot V_n &= \Phi \cdot (r_1 f_{ub}) \cdot m \cdot A_b \\ &= 0,75 \cdot (0,5 \cdot 8250) \cdot 2 \cdot 4,52 \\ &= 27991,59 \text{ kg}\end{aligned}$$

Kuat tumpu baut

$$\begin{aligned}\Phi \cdot R_n &= \Phi \cdot 2,4 \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u \\ &= 0,75 \cdot 2,4 \cdot 2,4 \cdot 1,4 \cdot 4100 \\ &= 27601,20 \text{ kg (menentukan !)}\end{aligned}$$

$$n = \frac{V_u}{\phi V_n} = \frac{175106,25}{27601,20} = 6,34 \approx 8 \text{ buah}$$

Dipasang 4 buah 2 baris.

Kontrol jarak baut

Jarak ke tepi = 1,5 db s.d (4tp+100 mm) atau 200 mm
= 3,6 cm s.d. 15,2 cm → Terpasang = 4 cm

Jarak antar baut = 3 db s.d 15 tp atau 200 mm
= 7,2 cm s.d 19,5 cm → Terpasang = 8 cm

Sambungan las sudut pada plat buhul

- Bahan las sudut yang digunakan adalah E_{70xx}
- Tebal efektif las sudut rencana te= 1 cm
- Kuat nominal las sudut

$$\begin{aligned}\phi \cdot R_{nw} &= 0,75 \cdot t_e \cdot (0,6 \cdot f_{uw}) \\ &= 0,75 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 70,3 \\ &= 2214,45 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$
- Luas las sudut

$$\begin{aligned}A_{las} &= 2 \cdot (d+b) \\ &= 2 \cdot (95+55) = 280 \text{ cm}^2\end{aligned}$$
- Tegangan yang terjadi pada las sudut

$$\begin{aligned}L &= 576 \text{ cm} \\ h &= 450 \text{ cm} \\ b &= 360 \text{ cm} \\ \cos \theta &= 3,6/5,76 = 0,625 \\ \sin \theta &= 4/5,76 = 0,78 \\ 0,625 \cdot V_u &= 0,625 \times 175106,25 = 109441,41 \text{ kg} \\ 0,78 \cdot V_u &= 0,78 \times 175106,25 = 136801,76 \text{ kg}\end{aligned}$$

$$f_h = \frac{109441,41}{280} = 390,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_v = \frac{136801,76}{280} = 488,58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} f_{total} &= \sqrt{(\sum f_v)^2 + (\sum f_h)^2} \\ &= \sqrt{(390,86)^2 + (488,58)^2} \\ &= 625,68 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- Tebal efektif las sudut

$$t_e = \frac{f_{total}}{\phi \cdot R_{nw}} = \frac{625,68}{2214,45} = 0,28 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,28}{0,707} = 0,40 \text{ cm} < a \text{ min (6 mm)}$$

Dipakai ketebalan las sudut sebesar 0,6cm

6.3.14 Sambungan Kolom KC.800.300.14.26 Dengan KC.700.300.13.24

Perencanaan sambungan antara KC.800.300.14.26 dengan KC.700.300.13.24 menggunakan *fixed plate* dari katalog PT. Gunung Garuda dengan data – data sebagai berikut :

- | | |
|--------------------|--------------------|
| • Part No = BMK-17 | • Part No = BMK-16 |
| • H = 1000 mm | • H = 9000 mm |
| • B = 1000 mm | • B = 900 mm |
| • t_p = 55 mm | • t_p = 54 mm |
| • q = 431,75 kg | • q = 343,36 kg |

Beban yang bekerja pada sambungan sebagai berikut :

- P_u = 426066,09 kg
- M_u = 736199,71 kg.cm
- V_u = 9696,87 cm

Sambungan Las pada pelat landas

Direncanakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$ pada profil KC 700 x 300 x 13 x 24 sehingga didapat:

$$A_{las} = \{(2 \cdot 59,6) + (2 \cdot 58,3) + (4 \cdot 30)\} \cdot 1 = 355,8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \left[2 \left(\frac{1}{12} \cdot 1.59,6^3 + \frac{1}{12} \cdot 30.1^3 + 30.1.35,65^2 \right) \right. \\ \left. + \left[2 \left(\frac{1}{12} \cdot 58,3.1^3 + \frac{1}{12} \cdot 1.30^3 \right) \right] \right] \\ = 116054,86 \text{ cm}^4$$

$$I_x = I_y = 116054,86 \text{ cm}^4$$

$$W_x = W_y = \frac{I_x}{y} = \frac{116054,86}{35} = 3315,85 \text{ cm}^3$$

$$f_{u_{las}} = \phi \cdot 0,6 \cdot F_{E70xx} = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 70,3 \cdot 1 \\ = 2214,45 \text{ Kg/cm}^2$$

Akibat Pu yang berasal dari $700 \times 300 \times 13 \times 24$:

$$f_p = \frac{Pu}{A} + \frac{Mx}{W_x} = \frac{426066,09}{355,8} + \frac{736199,71}{3315,85} \\ = 1419,51 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat Vu yang berasal dari $KC.700 \times 300 \times 13 \times 24$:

$$f_v = \frac{Vu}{A} + \frac{My}{W_y} = \frac{9696,87}{355,8} + \frac{736199,71}{3315,85} \\ = 249,28 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_p^2 + f_v^2} = \sqrt{1419,51^2 + 249,28^2} \\ = 1441,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$te = \frac{f_{total}}{f_{u_{las}}} = \frac{1441,23}{2214,45} = 0,65 \text{ cm}$$

$$a = \frac{te}{0,707} = \frac{0,65}{0,707} = 0,92 \text{ cm} > (a \text{ min} = 6 \text{ mm})$$

Syarat- syarat tebal kaki las

Tebal minimum = $t_{plat} = 55 \text{ mm}$

$$a_{eff \text{ max}} = 1,41 \cdot \frac{fu}{f_{E70xx}} \cdot tp = 1,41 \cdot \frac{4100}{70.70,3} \cdot 5,4 \\ = 6,34 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai las dengan $a = 1,0 \text{ cm}$

Perencanaan tebal pelat landas

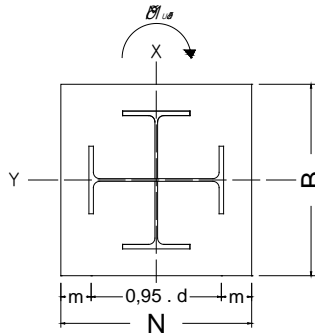
Periksa eksentrisitas gaya:

$$e = \frac{Mux}{Pu} = \frac{736199,71}{426066,09} = 1,73 \text{ cm}$$

$$1/6 h = 1/6 \cdot 90 = 15 \text{ cm} > e$$

Karena $1/6 h > e$, maka tidak terjadi gaya tarik

Perencanaan akibat beban sumbu X:



Gambar 6.37 Arah Beban Sumbu X Pada Pelat Landas

- Akibat beban P_u

$$f_{pa} = \frac{P_u}{B \cdot N} = \frac{426066,09}{90 \cdot 90} = 52,60 \text{ kg/cm}^2$$
- Akibat beban M_u

$$f_{pb} = \frac{6 \cdot M_u}{B \cdot N^2} = \frac{6 \cdot 736199,71}{90 \cdot 90^2} = 6,06 \text{ kg/cm}^2$$
- Tekanan maksimal
$$f_{p \max} = f_{pa} + f_{pb} = 52,60 + 6,06 = 58,66 \text{ kg/cm}^2$$
- Menentukan M_{upl} pada sejarak m setiap lebar 1 cm pelat
$$m = \frac{N - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{90 - 0,95 \cdot 70}{2} = 11,75 \text{ cm}$$

$$M_{upl} = \left(f_{p \max} - 2 \cdot f_{pb} \cdot \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{2} \right) + \left(2 \cdot f_{pb} - \frac{m}{N} \right) \cdot \left(\frac{m^2}{3} \right)$$

$$= \left(58,66 - 2 \cdot 6,06 \cdot \frac{11,75}{90} \right) \cdot \left(\frac{11,75^2}{2} \right) + \left(2 \cdot 6,06 - \frac{11,75}{90} \right) \cdot \left(\frac{11,75^2}{3} \right)$$

$$= 4491,85 \text{ kg.cm/cm}$$
- Menentukan tebal base plate
$$f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \sqrt{\frac{4 \cdot M_{upl}}{0,9 \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4.4491,85}{0,9 \cdot 2500}} = 2,83 \text{ cm} < 5,4 \text{ cm (OK)}$$

Perencanaan pelat pengaku pelat landas

- Pelat pengaku direncanakan seperti dengan balok yang menerima beban momen dari pelat landas.
- Dimensi pelat minimum menurut SNI-03-1729-2002 Pasal 8.11

Lebar pelat pengaku minimum (bs)

$$b_s \geq \frac{b}{3} - \frac{tw}{2} = \frac{30}{3} - \frac{1,3}{2} = 9,35 \text{ cm}$$

Tebal pelat pengaku minimum (ts)

$$t_s \geq 0,5 \cdot tf \rightarrow 0,5 \times 2,4 = 1,2 \text{ cm}$$

$$t_s \geq 1,79 \cdot bs \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 1,79 \cdot 9,35 \cdot \sqrt{\frac{2500}{2 \cdot 10^6}} = 0,59 \text{ cm}$$

”Lebar pelat pengaku (bs) = 20 cm dengan tebal pelat pengaku (ts) = 1,2 cm”

Perencanaan las dan baut pada pelat landas

Direncanakan las dengan $t_e = 1 \text{ cm}$ pada daerah yang diarsir pada daerah pelat landas sehingga didapat:

$$A_{las} = \{70 \times 4\} \cdot 1 = 280 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \left[2 \left(\frac{1}{12} \cdot 1 \cdot 35^3 + 70 \cdot 1 \cdot 35^2 \right) \right]$$

$$= 92895,83 \text{ cm}^4$$

$$I_x = I_y = 92895,83 \text{ cm}^4$$

$$W_x = W_y = \frac{I_x}{y} = \frac{92895,83}{35} = 2654,17 \text{ cm}^3$$

$$f_{u,las} = \phi \cdot 0,6 \cdot F_{E70xx} = 0,75 \cdot 0,6 \cdot 70 \cdot 70,3 \cdot 1$$

$$= 2214,45 \text{ Kg/cm}^2$$

Akibat Pu:

$$f_p = \frac{Pu}{A} + \frac{Mx}{Wx} = \frac{426066,09}{280} + \frac{736199,71}{2654,17}$$

$$= 1799,04 \text{ kg/cm}^2$$

Akibat V_u :

$$f_v = \frac{V_u}{A} + \frac{M_x}{W_y} = \frac{9696,87}{280} + \frac{736199,71}{2654,17}$$

$$= 312,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{total} = \sqrt{f_p^2 + f_v^2} = \sqrt{1799,04^2 + 312,01^2}$$

$$= 1825,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_e = \frac{f_{total}}{f_{u_{las}}} = \frac{1825,89}{2214,45} = 0,82 \text{ cm}$$

$$a = \frac{t_e}{0,707} = \frac{0,82}{0,707} = 1,17 \text{ cm} > (a \text{ min} = 6 \text{ mm})$$

Syarat- syarat tebal kaki las

Tebal minimum = $t_{plat} = 55 \text{ mm}$

$$a_{eff \text{ max}} = 1,41 \cdot \frac{f_u}{f_{E 70xx}} \cdot t_p = 1,41 \cdot \frac{4100}{70,70,3} \cdot 5,4$$

$$= 6,34 \text{ cm}$$

Sehingga dipakai las dengan $a = 1,2 \text{ cm}$

- Gaya tarik yang terjadi pada baut

$$T = \frac{f_{p \text{ max}} \cdot A \cdot B}{2} - P_u = \frac{58,66 \cdot 90,90}{2} - 426066,09$$

$$= 188493,05 \text{ kg}$$

Perhitungan Baut:

Dipakai baut angkur Ø30 mm dengan $f_u = 8250 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi V_n = 0,75 \cdot r_l \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,5 \cdot 8250 \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 3^2)$$

$$= 21868,43 \text{ kg (menentukan)}$$

$$\phi R_n = 2,4 \cdot \phi \cdot d_b \cdot t_p \cdot f_u$$

$$= 2,4 \cdot 0,75 \cdot 3 \cdot 5,4 \cdot 4100$$

$$= 119556 \text{ kg}$$

- Kuat rencana tarik

$$\phi R_n = T_d = \phi \cdot 0,75 \cdot f_{ub} \cdot A_b$$

$$= 0,75 \cdot 0,75 \cdot 8250 \cdot (\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 3^2)$$

$$= 32802,65 \text{ kg}$$

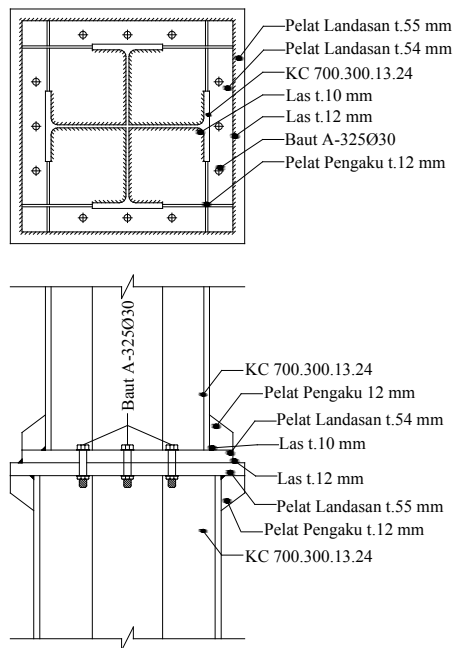
- Jumlah baut yang dibutuhkan (diambil jumlah yang terbesar antara gaya geser dan gaya tarik yang terjadi)

$$n = \frac{Vu}{\phi Vn} = \frac{9696,87}{21868,43} = 0,44$$

Terhadap gaya tarik

$$n = \frac{T}{\phi Vn} = \frac{188493,05}{21868,43} = 8,62 \approx 12 \text{ buah}$$

Untuk Pelat landas dipakai 12 baut agar simetris.



Gambar 6.38 Sambungan Antar Kolom

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB VII

PERENCANAAN STRUKTUR BAWAH

7.1 Umum

Pondasi adalah suatu konstruksi bagian dasar atau konstruksi yang berfungsi menopang bangunan yang ada di atasnya untuk di teruskan secara merata ke lapisan tanah.

Secara umum terdapat dua macam pondasi yaitu Pondasi Dangkal (*Shallow Foundations*) dan Pondasi Dalam (*Deep Foundations*). Yang termasuk dalam pondasi dangkal ialah pondasi memanjang, pondasi tapak, pondasi raft, dan pondasi rollag bata. Sedangkan yang termasuk dalam pondasi dalam ialah pondasi tiang pancang (*pile*), pondasi dinding diafragma, pondasi crucuk, dan pondasi caissons.

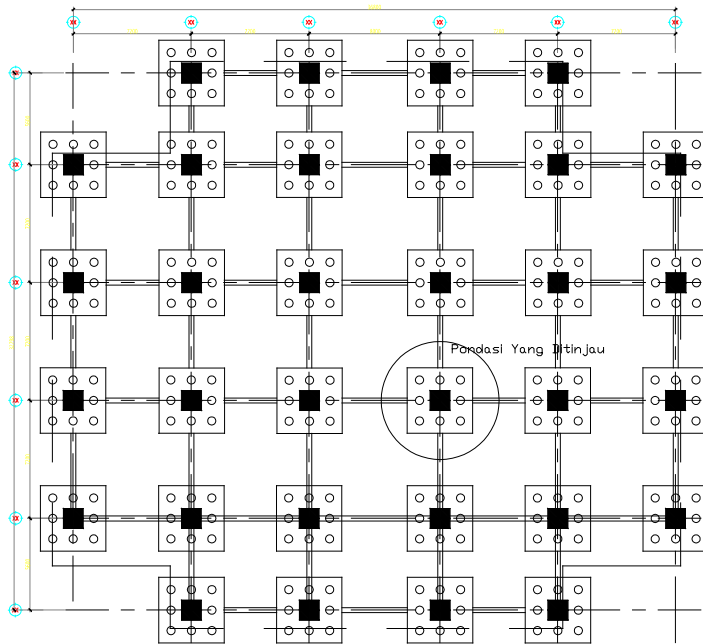
7.2 Data Tanah

Penyelidikan tanah perlu dilakukan untuk mengetahui jenis dan karakteristik tanah ditempat akan dibangunnya gedung. Dengan adanya penyelidikan tanah maka dapat diketahui dan direncanakannya kekuatan tanah dalam menahan beban yang akan disalurkan atau yang lebih dikenal dengan daya dukung tanah terhadap beban pondasi.

Data tanah pada perencanaan pondasi ini diambil sesuai dengan data penyelidikan tanah di daerah kota Padang yang dianggap dapat mewakili kondisi tanah pada proyek pembangunan gedung perkantoran ini. Data tanah yang telah tersedia dilapangan meliputi data penyelidikan tanah hasil uji Standard Penetration Test (SPT) yang dapat dilihat pada bagian lampiran.

7.3 Perencanaan Pondasi

Rencana pondasi yang berlaku sebagai komponen struktur pendukung bangunan yang berada dibawah dan berfungsi sebagai elemen yang meneruskan beban ke tanah.



Gambar 7.1 Denah Rencana Pondasi

Pondasi pada gedung perkantoran ini direncanakan memakai pondasi tiang pancang beton (*Concrete Pile*) dengan penampang bulat berongga (*Round Hollow*) dari produk dari PT. WIKA Beton. Spesifikasi tiang pancang yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

- Diameter tiang : 500 mm
- Tebal tiang : 90 mm
- Klasifikasi : A1
- *Concrete cross section* : 1159 cm²
- Berat : 290 kg/m
- *Bending moment crack* : 10,5 tm
- *Bending momen ultimate* : 15,75 tm
- *Allowable axial load* : 185,3 tm
- *Modulus section* : 10505 cm³

7.4 Daya Dukung Tanah

7.4.1 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Tunggal

Daya dukung pada pondasi tiang pancang ditentukan oleh dua hal, yaitu daya dukung perlawanan tanah dari unsur dasar tiang pondasi (Q_p) dan daya dukung tanah dari unsur lekatan lateral tanah (Q_s). Sehingga daya dukung total dari tanah dapat dirumuskan :

$$Q_u = Q_p + Q_s.$$

Disamping peninjauan berdasarkan kekuatan tanah tempat pondasi tiang pancang di tanam, daya dukung suatu tiang juga harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan tiang pancang tersebut. Hasil daya dukung yang menentukan yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang. Perhitungan daya dukung dapat ditinjau dari dua keadaan, yaitu :

1. Daya dukung tiang pancang tunggal yang berdiri sendiri
2. Daya dukung tiang pancang dalam kelompok.

Perhitungan daya dukung tiang pancang ini dilakukan berdasarkan hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT) dengan kedalaman 14 m.

- $Q_u = Q_p + Q_s$
- $Q_p = q_p \cdot A_p$
 $= (N_p \cdot K) \cdot A_p$
 $= (14,33 \times 40) \cdot 0,19625$
 $= 112,57 \text{ ton}$

Dimana :

N_p = Harga rata-rata SPT di sekitar 4D di atas hingga 4D di bawah dasar tiang pondasi

$$= \left(\frac{13 + 22 + 8}{3} \right) = 14,33$$

K = Koefisien karakteristik tanah

= 12 t/m^2 , untuk tanah lempung

= 20 t/m^2 , untuk tanah lanau berlempung

= 25 t/m^2 , untuk tanah lanau berpasir

= 40 t/m^2 , untuk tanah pasir

= 40 t/m^2 , untuk lempung sangat kaku (Poulos, H.G)

A_p = Luas penampang dasar tiang
 $= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 0,5^2 = 0,19625 \text{ m}^2$

q_p = tegangan di ujung tiang

$$\begin{aligned} - Q_s &= q_s \cdot A_s \\ &= \left(\frac{N_s}{3} + 1 \right) \cdot A_s \\ &= \left(\frac{20,29}{3} + 1 \right) \cdot 21,99 = 170,69 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dimana :

q_s = tegangan akibat lekatan lateral dalam t/m^2

N_s = harga rata-rata sepanjang tiang yang tertanam,
 dengan batasan : $3 \leq N \leq 50$

= Mulai dari kedalaman 2 m:

$$= (14+14+38+21+20+13+22) = 142$$

$$N_s = (142 / 7) = 20,29$$

A_s = keliling x panjang tiang yang terbenam

$$= \pi \cdot 0,5 \cdot 14 = 21,99 \text{ m}^2$$

Daya dukung ijin dari satu tiang pancang yang berdiri sendiri adalah daya dukung tiang total dibagi dengan suatu angka keamanan.

$$P_{ijin \text{ 1 tiang}} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{112,57 + 170,69}{3} = 94,42 \text{ ton}$$

Dimana :

SF = safety factor = 3

N' = harga SPT di lapangan

N = harga SPT setelah dikoreksi $= 15 + [(N' - 15) / 2]$

7.4.2 Daya Dukung Tanah Tiang Pancang Kelompok

Untuk daya dukung group pondasi, harus dikoreksi terlebih dahulu dengan koefisien efisiensi C_e .

$$Q_{L \text{ (group)}} = Q_{L \text{ (1 tiang)}} \times n \times C_e$$

n = jumlah tiang dalam group

Perhitungan Koefisien C_e

Dengan menggunakan perumusan Converse – Laberre :

$$E_k = 1 - \theta \left[\frac{(n-1)m + (n-1)m}{90mn} \right]$$

Dimana :

D = diameter tiang pancang

s = jarak antar tiang pancang

m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris

n = jumlah baris tiang pancang

Θ = Arc tg D/s (dalam derajat)

7.4.3 Repetisi Beban- Beban Datas Tiang Kelompok

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (*poer*) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen (Pv) yang bekerja adalah :

$$P_v = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

dimana :

Pv = beban vertikal ekivalen

V = beban vertikal dari kolom

N = banyaknya tiang dalam group

Mx = momen terhadap sumbu x

My = momen terhadap sumbu y

x_{max} = absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

y_{max} = ordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

Σx^2 = jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

Σy^2 = jumlah dari kuadrat ordinat tiap tiang terhadap garis netral group

nilai x dan y positif jika arahnya sama dengan arah e, dan negative bila berlawanan dengan arah e.

7.5 Perhitungan Pondasi Kolom

7.5.1 Daya Dukung Satu Tiang Pancang

Untuk daya dukung ini diambil nilai terkecil antara daya dukung bahan dan daya dukung tanah.

- Daya dukung bahan :

Dari spesifikasi bahan tiang pancang (tabel spesifikasi WIKA), didapat :

$$\bar{P}_{1tp} = 185,30 \text{ ton}$$

- Daya dukung tanah :

$$\bar{P}_{1iang} = 94,42 \text{ ton}$$

Maka daya dukung satu tiang pondasi adalah 94,42 ton.

Perhitungan jarak tiang

$2D \leq S \leq 2,5D$ dengan S = jarak antar tiang

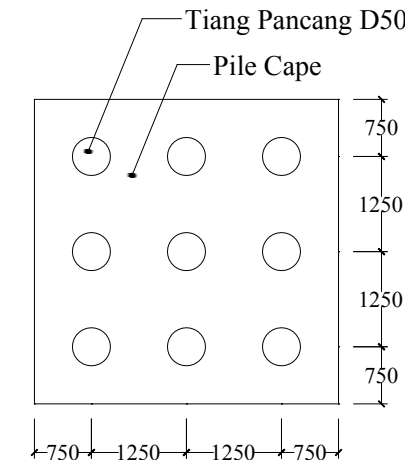
$100 \leq S \leq 125$ dipakai $S = 125 \text{ cm}$

$1D \leq S \leq 1,5D$ dengan S = jarak tepi

$50 \leq S \leq 75$ dipakai $S = 75 \text{ cm}$

Direncanakan pondasi tiang dengan 9 tiang pancang.

Jarak dari as ke as tiang adalah 1,25 meter dengan konfigurasi sebagai berikut :



Gambar 7.2 Pondasi Tiang Pancang

Direncanakan menggunakan tiang pancang \varnothing 50 cm,

$$E_k = 1 - \left(\arctan \frac{500}{1250} \right) \left[\frac{(3-1)3 + (3-1)3}{90 \times 3 \times 3} \right]$$

$$= 0,68$$

Diambil tiang pancang dengan kedalaman (D) 14 m dari perhitungan yang ditabelkan (terlampir), didapat nilai daya dukung satu tiang pancang :

$$P \text{ beban tetap} = 94,42 \text{ kg} \times 0,68 = 63,93 \text{ ton.}$$

Jadi diambil P beban tetap = 63,93 ton (dari daya dukung tanah).

7.5.2 Perhitungan Repartisi Beban Diatas Tiang Kelompok

Dari hasil analisis SAP 2000 pada kolom interior, diperoleh:

Tabel 7.1 Hasil Analisis SAP 2000 Untuk Kolom

	(D + L)	(D + L + Ex)	(D + L + Ey)
P	335357,87	389624,96	387885,75
Mx	-20,9	-5698,89	-18940,8
My	-649,42	-18488,05	-6068,71
Hx	542,64	4690,20	1843,28
Hy	10,06	1265,91	4191,89

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times x_{max}}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times y_{max}}{\Sigma y^2}$$

$$\Sigma y^2 = 6 (1,25)^2 = 9,375 \text{ m}^2$$

$$\Sigma x^2 = 6 (1,25)_2 = 9,375 \text{ m}^2$$

Beban Tetap:

$$P_{D+L} = \frac{335357,87}{9} \pm \frac{649,42 \times 1,25}{9,375^2} \pm \frac{20,9 \times 1,25}{9,375^2}$$

$$= 37351,36 \text{ kg} \rightarrow (\text{menentukan})$$

Beban sementara:

$$P_{D+L+EX} = \frac{389624,96}{9} \pm \frac{18488,05 \times 1,25}{9,375^2} \pm \frac{5698,89 \times 1,25}{9,375^2}$$

$$= 45871,60 \text{ kg} \rightarrow (\text{menentukan})$$

$$P_{D+L+EY} = \frac{387885,75}{9} \pm \frac{18940,8 \times 1,25}{9,375^2} \pm \frac{6068,71 \times 1,25}{9,375^2}$$

$$= 45766,10 \text{ kg}$$

Kontrol beban tetap

$$P_{\max} = 37351,36 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 94420 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

Kontrol beban sementara

$$P_{\max} = 45871,60 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 1,5 \cdot 94420 \text{ kg}$$

$$P_{\max} = 45871,60 \text{ kg} < Q_{\text{ijin}} = 141360 \text{ kg} \quad (\text{OK})$$

7.5.3 Perencanaan Poer Pada Kolom

Poer direncanakan terhadap gaya geser ponds pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur.

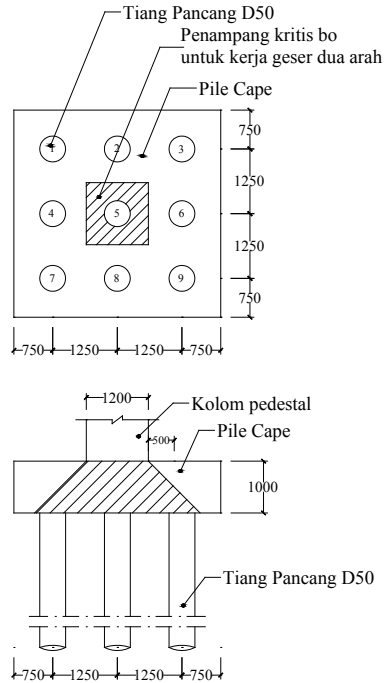
Data-data perancangan poer

- P_{\max} (1 tiang) = 94,42 ton
- Jumlah tiang pancang = 9 buah
- Dimensi poer = 4 x 4 x 1,0 m
- Mutu beton (f_c') = 30 MPa
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Diameter tulangan = 22 mm
- Selimut beton = 70 mm
- λ = 1 (beton normal)
- α_s = 40 (kolom interior)
- Tinggi efektif (d)
- $d_x = 1000 - 70 - \frac{1}{2} 22 = 919 \text{ mm}$
- $d_y = 1000 - 70 - 22 - \frac{1}{2}(22) = 897 \text{ mm}$

7.5.4 Kontrol Geser Pons

1. Akibat Kolom

Poer harus mampu menyebarkan beban dari kolom ke pondasi, sehingga perlu dilakukan kontrol kekuatan geser pons untuk memastikan bahwa kekuatan geser nominal beton harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Perencanaan geser pons pada poer tersebut berdasarkan ketentuan SNI 03-2847-2012 Pasal 11.11.2.1.



Gambar 7.3 Geser Ponds Akibat Kolom

Untuk pondasi tapak non- prategang (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari persamaan berikut:

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

dimana :

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek (daerah beban terpusat) = $1200/1200 = 1$

Tebal efektif balok poer :

$$\text{Arah } x \text{ (dx)} = 1000 - 70 - (1/2 \cdot 22) = 919 \text{ mm}$$

Keliling penampang kritis :

$$b_o = 2 (b_k + d) + 2(h_k + d)$$

dimana : b_k = lebar penampang kolom

h_k = tinggi penampang kolom

d = tebal efektif poer

$$b_o = 2 (1200 + 919) + 2 (1200 + 919) = 8476 \text{ mm}$$

$$V_{c1} = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \cdot \sqrt{30} \times 8476 \times 919$$

$$= 21758916,37 \text{ N}$$

$$V_{c2} = 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,083 \times \left(\frac{40 \cdot 919}{8476} \right) 1 \cdot \sqrt{30} \times 8476 \times 919$$

$$= 15357825,68 \text{ N}$$

$$V_{c3} = 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d$$

$$= 0,333 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \times 8476 \times 919$$

$$= 14079298,82 \text{ N}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah $14079298,82 \text{ N} = 1435198,65 \text{ Kg}$

$$\phi V_c = 0,6 \cdot 1435198,65 \text{ Kg} > P_u - P_{\text{mak}} \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 861119,19 \text{ kg} > 335357,87 - (94,42 \times 1000)$$

$$= 861119,19 \text{ kg} > 240935,55 \text{ kg} \text{ (OK)}$$

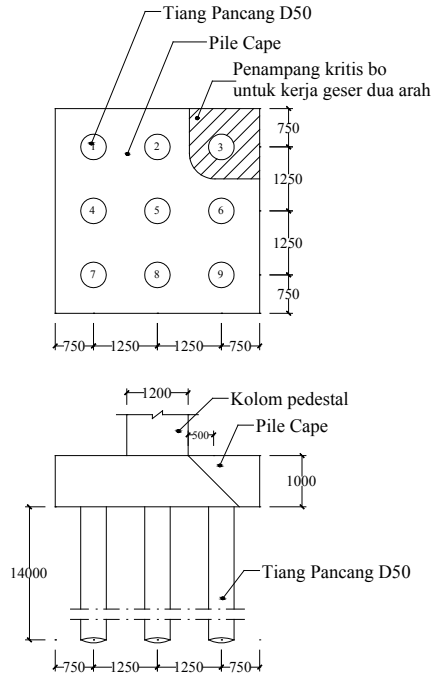
Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat kolom.

2. Akibat Pancang

β = rasio sisi terpanjang terhadap sisi terpendek (daerah beban terpusat) $= 1200/1200 = 1$

$$b_o = (0,25 \times \pi \times (500 + 919)) + (2 \times 750)$$

$$= 2614,48 \text{ mm}$$



Gambar 7.4 Geser Ponds Akibat Tiang Pancang

$$\begin{aligned}
 V_{c1} &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) 1. \sqrt{30} \times 2614,48 \times 919 \\
 &= 6711686,11 \text{ N} \\
 V_{c2} &= 0,083 \times \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,083 \times \left(\frac{40 \cdot 919}{2614,48} \right) 1. \sqrt{30} \times 2614,48 \times 919 \\
 &= 15357825,68 \text{ N} \\
 V_{c3} &= 0,333 \lambda \sqrt{f'c} \times b_o \times d \\
 &= 0,333 \cdot 1. \sqrt{30} \times 2614,48 \times 919 \\
 &= 4342855,72 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser adalah 4342855,72 N = 442696,81 Kg

$$\phi V_c = 0,6 \cdot 442696,81 \text{ Kg} > P_{\text{mak}}$$

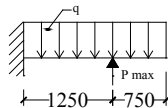
$$\phi V_c = 265618,08 \text{ kg} > (94,42 \times 1000)$$

$$= 265618,08 \text{ kg} > 94420 \text{ kg (OK)}$$

Jadi ketebalan dan ukuran poer memenuhi syarat terhadap geser pons akibat pancang.

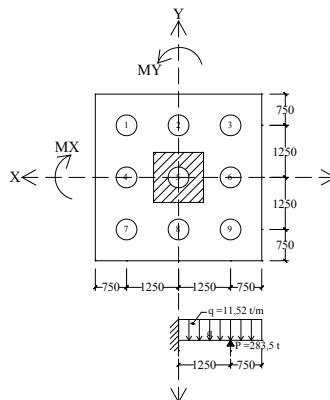
7.5.5. Penulangan Poer

Untuk penulangan lentur, *poer* dianalisa sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Sedangkan beban yang bekerja adalah beban terpusat di tiang kolom yang menyebabkan reaksi pada tanah dan berat sendiri poer. Perhitungan gaya dalam pada poer didapat dengan teori mekanika statis tertentu.



Gambar 7.5 Analisa Poer sebagai Balok Kantilever

Penulangan Arah x



Gambar 7.6 Pembebanan Poer Kolom Tipe I
(Arah Sumbu X)

$$\begin{aligned}
P_{\max} &= 94,42 \text{ ton} \\
P &= 3 \times 94,42 = 283,27 \text{ ton} \\
Q &= 4 \times 2,4 \times 1 = 9,6 \text{ ton/m} \\
q_u &= 9,6 \text{ ton/m} \times 1,2 = 11,52 \text{ ton/m} \\
M_u &= 3P_{\max} a - \frac{1}{2} q_u x. L^2 \\
&= (283,27 \times 1,25) - (\frac{1}{2} \times 11,52 \times (1,25+0,75)^2) \\
&= 331,04 \text{ tonm} \\
&= 3247538422,30 \text{ Nmm} \\
dx &= 1000 - 70 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 919 \text{ mm} \\
dy &= 1000 - 70 - 25 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 897 \text{ mm} \\
M_n &= \frac{M_u}{\phi} = \frac{3247538422,30}{0,8} = 4059423027,88 \text{ Nmm} \\
m &= \frac{fy}{0,85 \cdot f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69 \\
\rho_{\min} &= \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \\
\rho_{\text{bal}} &= \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta}{fy} \left(\frac{600}{600+fy} \right) \\
&= \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,85}{400} \left(\frac{600}{600+400} \right) = 0,03251 \\
\rho_{\max} &= 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,03251 = 0,02438 \\
R_n &= \frac{M_n}{bd^2} = \frac{4059423027,88}{4000 \times 919^2} = 1,20 \\
\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{fy}} \right) \\
&= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1,20}{400}} \right) = 0,00308 < \rho_{\min} \\
\rho_{\text{alt}} &= 4/3 \times \rho_{\text{perlu}} \\
&= 4/3 \times 0,00308 = 0,00410 > \rho_{\min} \\
\rho_{\text{alt}} > \rho_{\min} &\rightarrow \rho = \rho_{\text{alt}} = 0,00410
\end{aligned}$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}
A_s &= \rho \times b \times d_x \\
&= 0,00410 \times 1000 \times 919 = 3772,09 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Digunakan Tulangan D22 ($A_s = 380,13 \text{ mm}^2$)

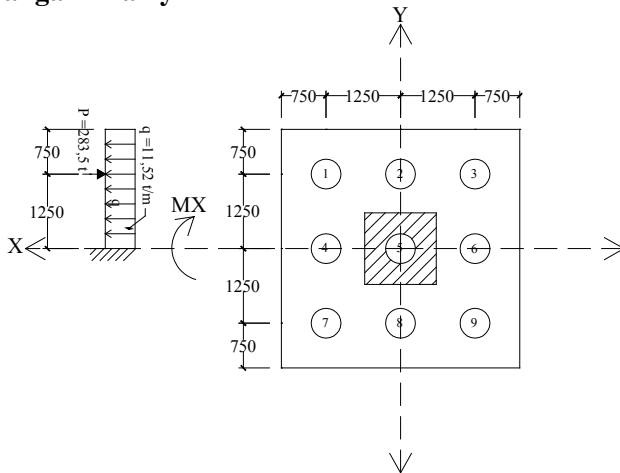
$$\text{Jumlah tulangan Perlu} = \frac{3772,09}{380,13} = 9,92 \approx 10 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak tulangan terpasang} = \frac{1000}{10} = 100$$

Digunakan tulangan lentur atas D22–100 mm

$$\begin{aligned} A_s &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{100} \\ &= 3801,33 \text{ mm}^2 > 3772,09 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)} \end{aligned}$$

Penulangan Arah y



Gambar 7.7 Pembebanan Poer Kolom Tipe I (Arah Sumbu Y)

$$P_{\max} = 94,42 \text{ ton}$$

$$P = 3 \times 94,42 = 283,27 \text{ ton}$$

$$Q = 4 \times 2,4 \times 1 = 9,6 \text{ ton/m}$$

$$q_u = 9,6 \text{ ton/m} \times 1,2 = 11,52 \text{ ton/m}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 3P_{\max} a - \frac{1}{2} q_u x. L^2 \\ &= (283,27 \times 1,25) - \left(\frac{1}{2} \times 11,52 \times (1,25 + 0,75)^2 \right) \\ &= 331,04 \text{ tonm} \\ &= 3247538422,30 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$d_x = 1000 - 70 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 919 \text{ mm}$$

$$d_y = 1000 - 70 - 25 - \frac{1}{2} \cdot 22 = 897 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{3247538422,30}{0,8} = 4059423027,88 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}
m &= \frac{fy}{0,85.f'c} = \frac{400}{0,85 \cdot 30} = 15,69 \\
\rho_{\min} &= \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \\
\rho_{\text{bal}} &= \frac{0,85 \cdot f'c \cdot \beta}{fy} \left(\frac{600}{600+fy} \right) \\
&= \frac{0,85 \cdot 30 \cdot 0,85}{400} \left(\frac{600}{600+400} \right) = 0,03251 \\
\rho_{\max} &= 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,03251 = 0,02438 \\
R_n &= \frac{Mn}{bd^2} = \frac{4059423027,88}{4000 \times 897^2} = 1,20 \\
\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \cdot R_n}{fy}} \right) \\
&= \frac{1}{15,69} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,69 \times 1,20}{400}} \right) = 0,00308 < \rho_{\min} \\
\rho_{\text{alt}} &= 4/3 \times \rho_{\text{perlu}} \\
&= 4/3 \times 0,00308 = 0,00410 > \rho_{\min} \\
\rho_{\text{alt}} > \rho_{\min} &\rightarrow \rho = \rho_{\text{alt}} = 0,00410
\end{aligned}$$

Tulangan tarik yang dibutuhkan :

$$\begin{aligned}
A_s &= \rho \times b \times d_x \\
&= 0,00410 \times 1000 \times 897 = 3139,5 \text{ mm}^2 \\
\text{Digunakan Tulangan D22 (} A_s &= 380,13 \text{ mm}^2) \\
\text{Jumlah tulangan Perlu} &= \frac{3772,09}{3139,5} = 8,25 \approx 10 \text{ buah} \\
\text{Jarak tulangan terpasang} &= \frac{1000}{10} = 100 \\
\text{Digunakan tulangan lentur atas D22-100 mm} \\
A_s &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \right) \frac{1000}{150} \\
&= 3279,99 \text{ mm}^2 > 3139,5 \text{ mm}^2 \text{ (Ok)}
\end{aligned}$$

7.6 Perencanaan Kolom Pedestal

Besarnya gaya – gaya dalam kolom diperoleh dari hasil analisis SAP 2000 pada pada kolom lantai 1, adalah :

$$\begin{aligned}
M_u &= 18488,05 \text{ kg.m} \\
P_u &= 557595,04 \text{ kg} = 5470007,34 \text{ N} \\
V_u &= 4690,2 \text{ kg} = 46010,86 \text{ N}
\end{aligned}$$

Data perencanaan kolom :

$b = 1200 \text{ mm}$

$h = 1200 \text{ mm}$

$A_g = 1440000 \text{ mm}^2$

Mutu bahan :

$f'_c = 30 \text{ Mpa}$

$f_y = 400 \text{ Mpa}$

Selimut beton $= 50 \text{ mm}$

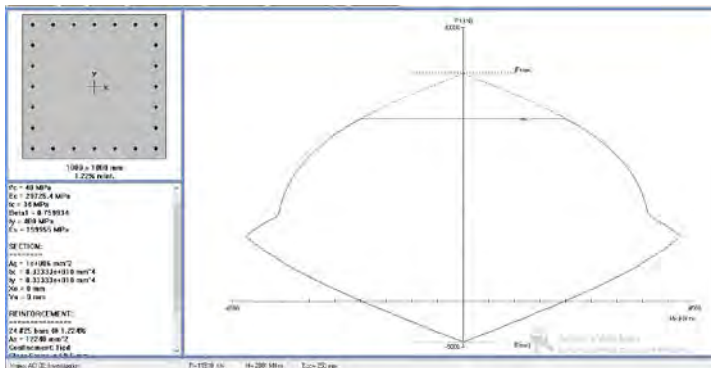
Tulangan sengkang $= \varnothing 12 \text{ mm}$

Tulangan utama $= \varnothing 25 \text{ mm}$

Tinggi efektif $= 1200 - (50 + 12 + \frac{1}{2} \cdot 25) = 1125,5 \text{ mm}$

Penulangan Lentur pada Kolom

Dari PCACOL didapat nilai $\rho = 1,23 \%$



Gambar 7.8 Hasil Analisis Kolom Pedestal dengan Program PCA Col.

$A_s = 0,0123 \cdot 1200 \cdot 1125,5 = 16612,38 \text{ mm}^2$

Dipasang tulangan 36 D25, $A_s = 17671,46 \text{ mm}^2$ dipasang merata 4 sisi.

Penulangan Geser Kolom

$V_u = 4690,2 \text{ kg} = 46010,86 \text{ N}$

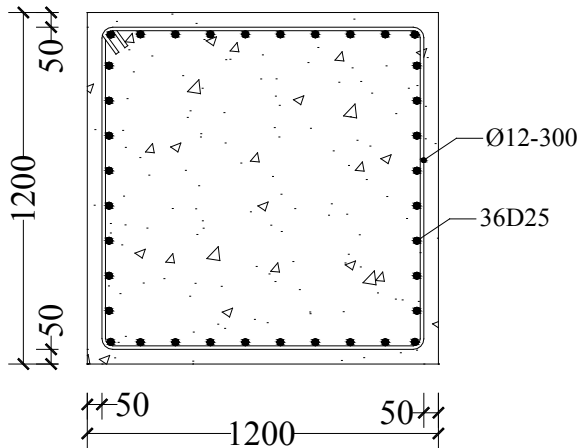
Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton :

$$\begin{aligned}
 V_c &= 2 \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d \\
 &= 2 \left(1 + \frac{5470007,34}{14.1440000} \right) \frac{1}{6} \sqrt{30} \times 1200 \times 1125,5 \\
 &= 3134904,54 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,6 V_c = 1880942,72 \text{ N}$$

Karena $V_u < \phi V_c \rightarrow$ tidak perlu tulangan geser

Jadi dipasang tulangan geser praktis $\phi 12 - 300$, sengkang dua kaki



Gambar 7.9 Penulangan Kolom Pedestal

7.7 Perhitungan Sloof Pondasi

Menurut Pedoman Perancangan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987 pasal 2.2.8, untuk pondasi setempat dari suatu gedung harus saling berhubungan dalam 2 arah (umumnya saling tegak lurus) oleh unsur penghubung yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik dan tekan sebesar 10% dari beban vertikal maksimum. Desain penulangan pada sloof akan direncanakan menggunakan tulangan baja, hal tersebut dilakukan karena sloof menerima kombinasi beban aksial tekan dan lentur.

Dalam perancangan sloof ini diambil contoh perhitungan pada sloof tepi As A (8-9) :

$$\text{Gaya aksial kolom} = 557595,04 \text{ kg}$$

$$P_u = 10\% \times 557595,04 \text{ kg}$$

$$= 55759,50 \text{ kg} \rightarrow 547000,73 \text{ N}$$

$$\text{Dimensi sloof} = 400 \times 600 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mutu beton } (f_c) = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tulangan utama} = \text{D22}$$

$$\text{Tulangan sengkang} = \text{Ø10}$$

$$\text{Selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 50 - 10 - \left(\frac{1}{2} \times 22\right) = 529 \text{ mm}$$

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_{rijin} = 0,70 \times \sqrt{f'_c}$$

$$= 0,70 \times \sqrt{30} = 3,83 \text{ Mpa}$$

Tegangan tarik yang terjadi :

$$f_r = \frac{P_u}{\phi \cdot b \cdot h} = \frac{547000,73}{0,80 \times 400 \times 600} = 2,85 \text{ Mpa} < f_{rijin}$$

7.7.1 Penulangan Lentur Sloof

Berdasarkan RSNI 03-2847-2012 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horizontal antara *poer* harus diporoposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450

$$\frac{l}{20} = \frac{8000}{20} = 400 \text{ mm}^2$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 400 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga penulangannya seperti penulangan pada kolom.

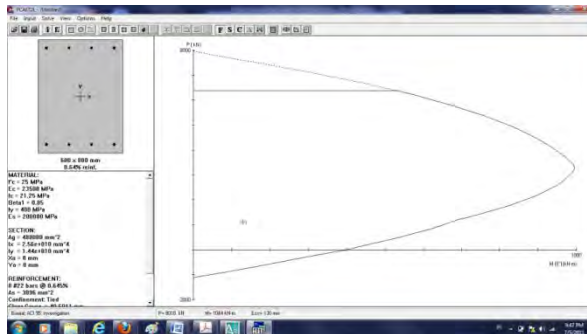
Beban yang diterima sloof :

$$\begin{aligned}
 - \text{berat sendiri} &= 0,40 \times 0,60 \times 2400 = 576 \text{ kg/m} \\
 - \text{berat dinding} &= \frac{4,5 \times 100}{q_d} = 450 \text{ kg/m} + \\
 &q_d = 1026 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada RSNI 03-2847-2012 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,2 \times 1026 = 1231,20 \text{ kg/m} \\
 M_{u \text{ tumpuan}} &= \frac{1}{12} \times q_u \times l^2 \\
 &= \frac{1}{12} \times 1231,20 \times 8^2 \\
 &= 6566,60 \text{ kgm} = 6441638,4 \text{ Nmm} \\
 P_{u \text{ Sloof}} &= 547000,73 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Grafik interaksi yang didapat dari PCACOL



Gambar 7.10 Diagram interaksi sloof 40/60
 Dari analisis PCACOL didapat :
 $\rho = 0,0127$

Dipasang tulangan = 8 D 22 ($A_s = 3041,1 \text{ mm}^2$)

Periksa lebar sloof

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua batang tulangan adalah 25mm. Minimum lebar tie beam yang diperlukan akan diperoleh sebagai berikut :

2 x penutup beton ($p = 50 \text{ mm}$)	: 2 x 50 = 100 mm
2 x sengkang, $\phi_{\text{sengkang}} = 10 \text{ mm}$: 2 x 10 = 20 mm
4 x D22	: 4 x 22 = 88 mm
3 kali jarak antara 25 mm	: <u>3 x 25 = 75 mm</u>
Total	= 283 mm

Lebar balok 400 mm ternyata cukup untuk pemasangan tulangan dalam 1 baris.

7.7.2 Penulangan Geser Sloof

$$V_u = 1/2 \times 1231,20 \times 8 = 4924,8 \text{ kg} = 48312,29 \text{ N}$$

Berdasarkan RSNI 03-2847-2012 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 400 \times 600 = 240000 \text{ mm}^2$$

$$d = 600 - 50 - 10 - 22/2 = 529 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\ &= 0,17 \left(1 + \frac{5470007,34}{14 \cdot 240000} \right) 1 \sqrt{30} \times 400 \times 529 \\ &= 517782,06 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 517782,06 = 388336,54 \text{ N} > V_u \text{ (OK)}$$

Berdasarkan RSNI 03-2847-2012 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

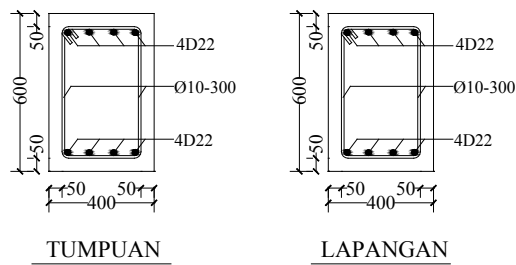
$$\frac{d}{2} \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

$$\frac{792}{2} = 364,5 \text{ mm} \rightarrow s = 300 \text{ mm}$$

Dipasang sengkang $\phi 10 - 300 \text{ mm}$

($A_v = 523,8 \text{ mm}^2$).....sengkang dua kaki

Detail tulangan sloof



Gambar 7.11 Penampang Sloof 400 x 600

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB VIII

PENUTUP

8.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan dan analisis yang telah dilakukan, maka dapat diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

1. Hasil perhitungan struktur sekunder:
 - a. Pelat lantai atap menggunakan bondek dari PT.BRC LYSAGHT INDONESIA tebal 0,75 mm dengan pelat beton tebal 90 mm dan dipasang tulangan negatif \varnothing 8 – 200.
 - b. Pelat lantai perkantoran menggunakan bondek dari PT.BRC LYSAGHT INDONESIA tebal 0,75 mm dengan pelat beton tebal 100 mm dan dipasang tulangan negatif \varnothing 10 – 200.
 - c. Dimensi balok anak pada atap menggunakan profil WF 300 x 150 x 6,5 x 9 dengan mutu baja BJ-41.
 - d. Dimensi balok anak pada lantai perkantoran menggunakan profil WF 400 x 200 x 8 x 13 dengan mutu baja BJ-41.
 - e. Dimensi balok penggantung lift menggunakan profil WF 300 x 150 x 6,5 x 9 dengan mutu baja BJ-41.
 - f. Tebal pelat tangga yang digunakan 3 mm dan dimensi pengaku anak tangga siku 45 x 45 x 5 dengan mutu baja BJ-41.
 - g. Tebal pelat bordes yang digunakan 5 mm dan dimensi balok bordes WF 100 x 50 x 5 x 7 dengan mutu baja BJ-41.
 - h. Dimensi balok utama tangga menggunakan profil WF 125 x 60 x 6 x 8 dan dimensi balok penumpu tangga WF 200 x 100 x 4,5 x 7 dengan mutu baja BJ-41.
2. Hasil perhitungan struktur primer:
 - a. *Link* arah X dan Y merupakan link pendek dengan panjang *link* 80 cm.

- b. Dimensi *link* dan balok diluar *link* arah X dan Y pada lantai 1 s/d 6 menggunakan profil WF 800 x 300 x 14 x 26 dengan mutu baja BJ-41.
 - c. Dimensi *link* dan balok diluar *link* arah X dan Y pada lantai 7 s/d 12 menggunakan profil WF 600 x 200 x 11 x 17 dengan mutu baja BJ-41
 - d. Dimensi *bressing* arah X dan Y pada lantai 1 s/d 6 menggunakan profil WF 400 x 400 x 21 x 21 dengan mutu baja BJ-41.
 - e. Dimensi *bressing* arah X dan Y pada lantai 7 s/d 12 menggunakan profil WF 300 x 300 x 15 x 15 dengan mutu baja BJ-41.
 - f. Dimensi balok induk perkantoran arah X dan Y menggunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16 dengan mutu baja BJ-41.
 - g. Dimensi balok induk atap arah X dan Y menggunakan profil WF 400 x 200 x 8 x 13 dengan mutu baja BJ-41.
 - h. Dimensi kolom lantai 1 s/d 3 menggunakan profil KC.800 x 300 x 14 x 26, kolom lantai 4 s/d 6 menggunakan profil KC.700 x 300 x 13 x 24, kolom lantai 7 s/d 9 menggunakan profil KC.500 x 200 x 10 x 16, kolom lantai 10 s/d 12 menggunakan profil KC.400 x 400 x 8 x 13 dengan mutu baja BJ-41.
 - i. Perencanaan base plate menggunakan fixed plate dari katalog PT. Gunung Garuda dengan Part No. BMK-17.
3. Hasil perhitungan struktur bawah:
- a. Struktur pondasi menggunakan pondasi tiang pancang beton dengan penampang bulat berongga (*Round Hollow*) dari produk dari PT. WIKA Beton Ø 50 cm (tipe A1) dengan kedalaman 14 m.
 - b. Dimensi poer direncanakan 4 m x 4 m x 1m, dengan tulangan lentur arah X D22–100 mm dan tulangan lentur arah Y D22–100 mm dan

- c. Dimensi kolom pedestal direncanakan 1200 mm x 1200 mm, dengan tulangan utama 36D25 dan tulangan geser $\emptyset 12 - 300$.
- d. Dimensi sloof direncanakan 400 mm x 600 mm, dengan tulangan lentur 8D22 dan tulangan geser $\emptyset 10 - 300$.

8.2 Saran

Diharapkan dilakukan studi yang mempelajari tentang perencanaan struktur *eccentrically braced frames* (EBF) lebih dalam dengan mempertimbangkan aspek teknis, ekonomis, dan estetika. Sehingga perencanaan dapat dimodelkan semirip mungkin dengan kondisi sesungguhnya di lapangan.

Halaman ini sengaja dikosongkan

DAFTAR PUSTAKA

- AISC. 2005. *Specification for Structural Steel Building*, Chicago, American Institute of Steel Construction.
- Bruneau M. 1998. *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw- Hill Internatioal Editions
- Departemen Pekerjaan Umum, 1983. *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung* (PPIUG 1983), Bandung: Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Dewabroto, Wiryanto. 2005. *Evaluasi Kinerja Bangunan Tahan Gempa Dengan SAP 2000*. <http://jurnalsipil.uph.files.wordpress.com/2006/12/vol1312.pdf>
- Engelhardt, Michael D., Popov, Egor P. 1989. *Behavior of Long Links in Eccentrically Braced Frames*, Earthquake Engineering Research Center UBC/EERC-89/01, College of Engineering University of California at Barkeley.
- Engelhardt, Michael D., Popov, Egor P. 1992. *Experimental Performance of Long Link in Eccentrically Braced Frames*. Journal of Strctural Engineering. Vol. 118, No. 11.
- Egor P. Popov.; Kazuhiko Kasai.; and Michael D.Engelhardt. 1986. *Advances In Design of Eccentrically Braced Frames*.Structural Steel Conference, Auckland
- McCormac, J.C. 2002.*Desain Beton Bertulang Jilid 2*. Jakarta : Erlangga

Nidiasari. (2010), *Kajian Numerik Perilaku Link Panjang dengan Pengaku Diagonal Badan pada Sistem Rangka Baja Berpengaku Eksentris*, Tesis Magister Teknik Sipil, Pengutamaan Rekayasa Struktur, ITB.

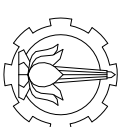
Standard Nasional Indonesia. 2012. *Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 03-1726-2012*. Badan Standarisasi Nasional, 2012.

Standard Nasional Indonesia. 2002. *Tata Cara Perencanaan Struktur Baja Untuk Struktur Bangunan Gedung SNI 03-1729-2002*. Badan Standarisasi Nasional.

Standard Nasional Indonesia. 2013. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung SNI 03-2847-2013*. Badan Standarisasi Nasional.

Suyono Sostrodarsono, Kazuo Nakazawa.1984. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Jakarta: Pradya Paramita

Yurisman. 2010, *Perilaku Link dengan Pengaku Diagonal Badan pada Sistem Struktur Rangka Baja Berpenopang Eksentrik (EBF)*, Disertasi Doktorat Teknik Sipil, Pengutamaan Rekayasa Struktur, ITB.



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem Eccentrically Braced
Frames (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Alfredo Simatupang

Revisi	Tanggal	Catatan
--------	---------	---------

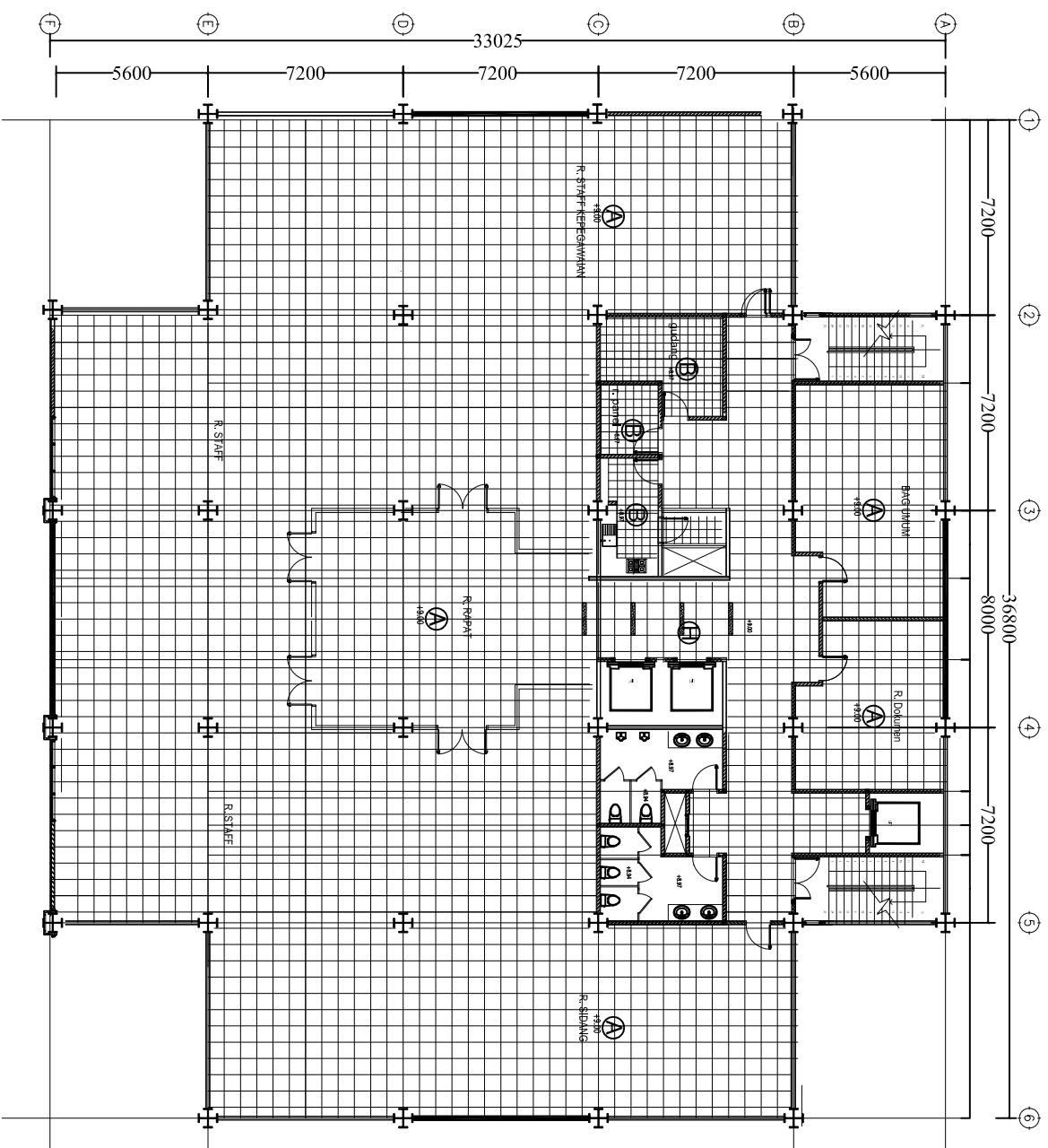
--	--	--

Nama Gambar

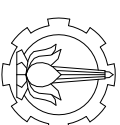
DENAH POLA LANTAI

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	-----------	---------------

1:250	1	24
-------	---	----



DENAH POLA LANTAI
1:250



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem *Eccentrically Braced
Frames (EBF)*

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

BI: WF 500.200.10.16
BA: WF 400.200.8.13
KCI: KC 800.300.14.26
BR: WF 300.300.15.15

Nama Mahasiswa

Alfredo Simatupang

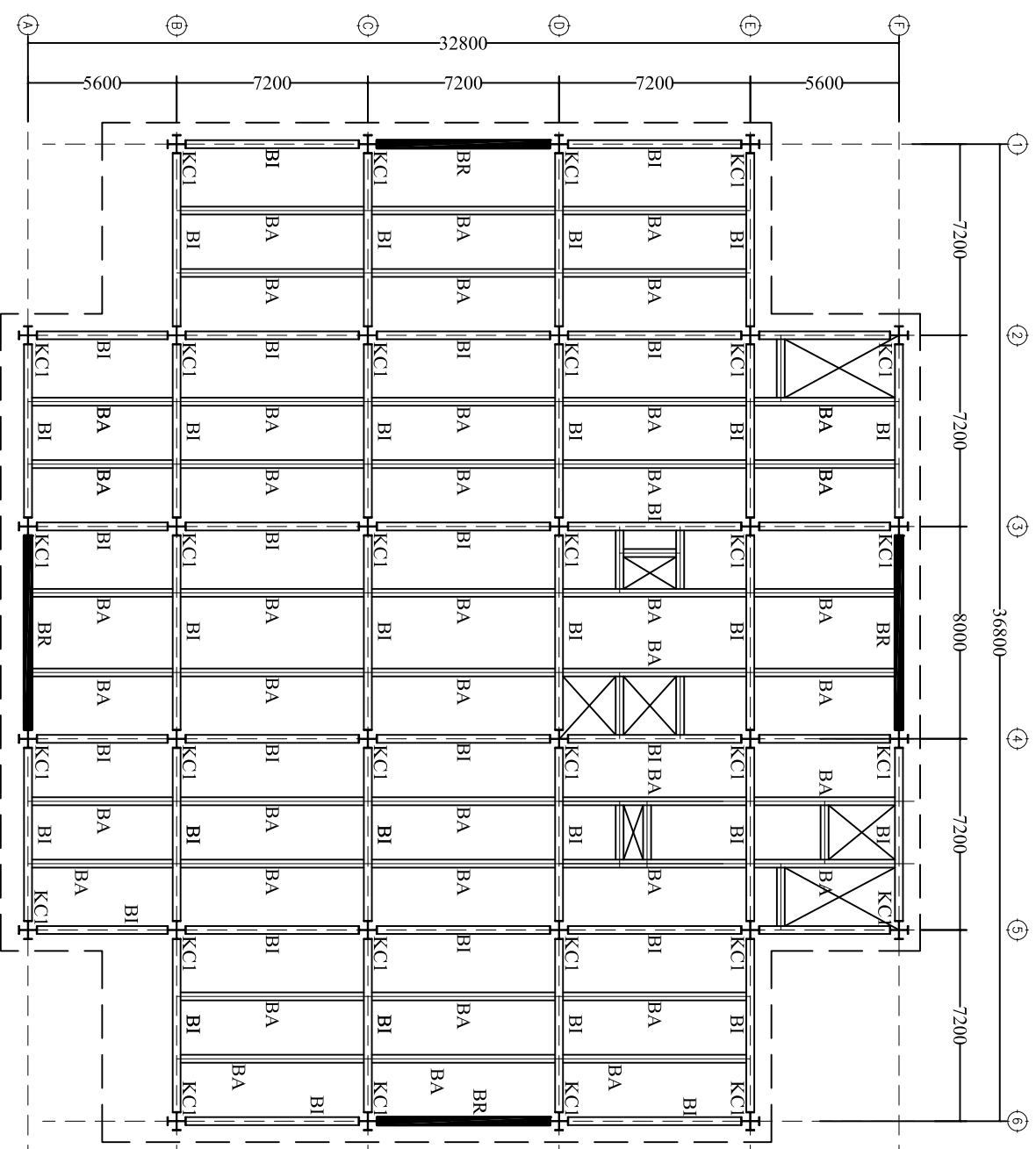
Revisi	Tanggal	Catatan
--------	---------	---------

Nama Gambar

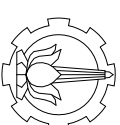
DENAH PEMBALOKAN DAN
KOLOM LANTAI 2&3

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	--------------	------------------

1:250	2	24
-------	---	----



DENAH PEMBALOKAN & KOLOM LANTAI 2&3
1:250



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem *Eccentrically Braced
Frames (EBF)*

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

BI: WF 500.200.10.16
BA: WF 400.200.8.13
KC2: KC 700.300.13.24
BR: WF 300.300.15.15

Nama Mahasiswa

Alfredo Simatupang

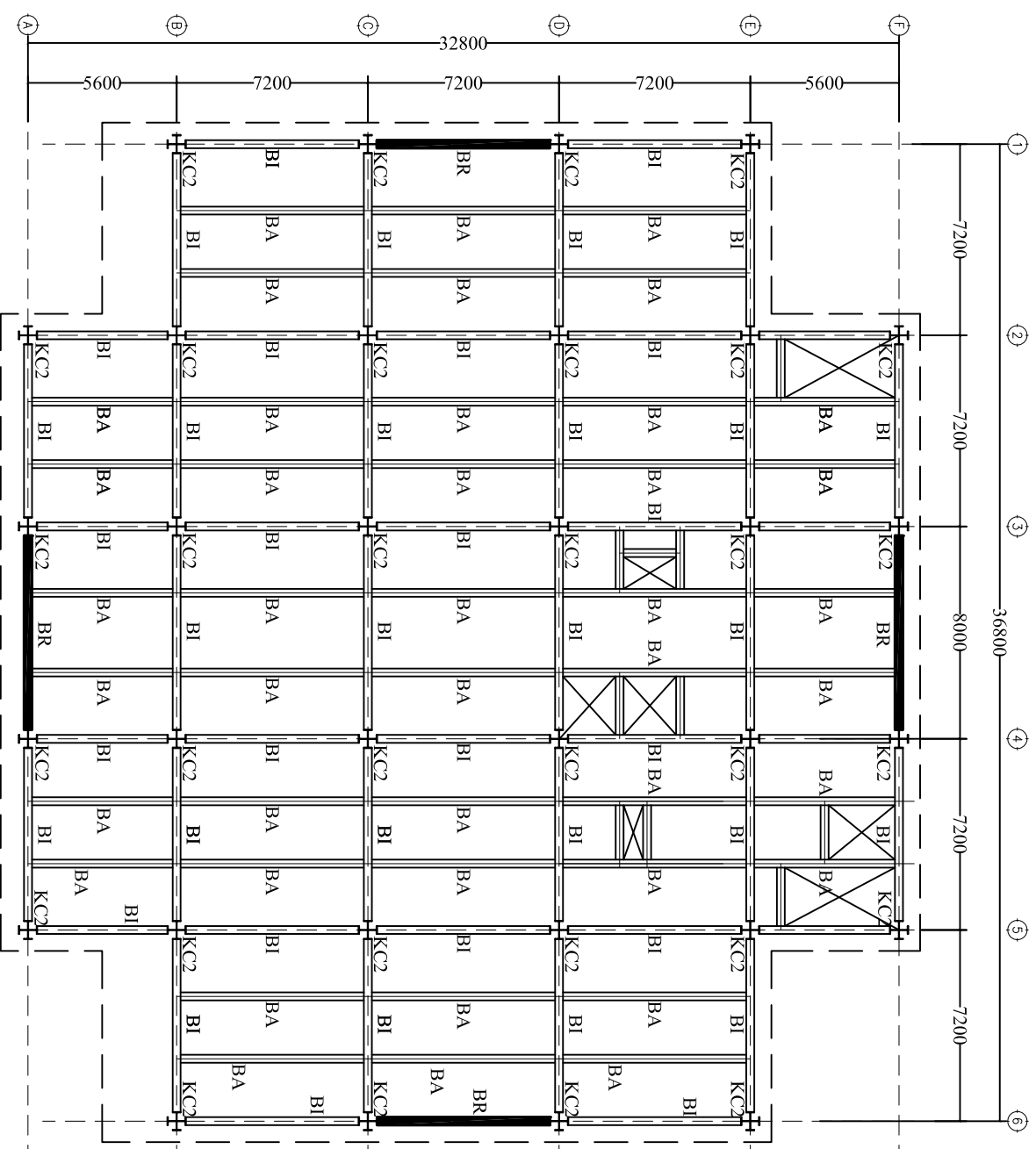
Revisi	Tanggal	Catatan
--------	---------	---------

Nama Gambar

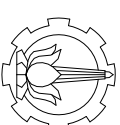
DENAH PEMBALOKAN DAN
KOLOM LANTAI 4-6

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	--------------	------------------

1:250	3	24
-------	---	----



DENAH PEMBALOKAN & KOLOM LANTAI 4-6
1:250



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem *Eccentrically Braced
Frames (EBF)*

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

BI: WF 500.200.10.16
BA: WF 400.200.8.13
KC3: KC 500.200.10.16
BR: WF 300.300.15.15

Nama Mahasiswa

Alfredo Simatupang

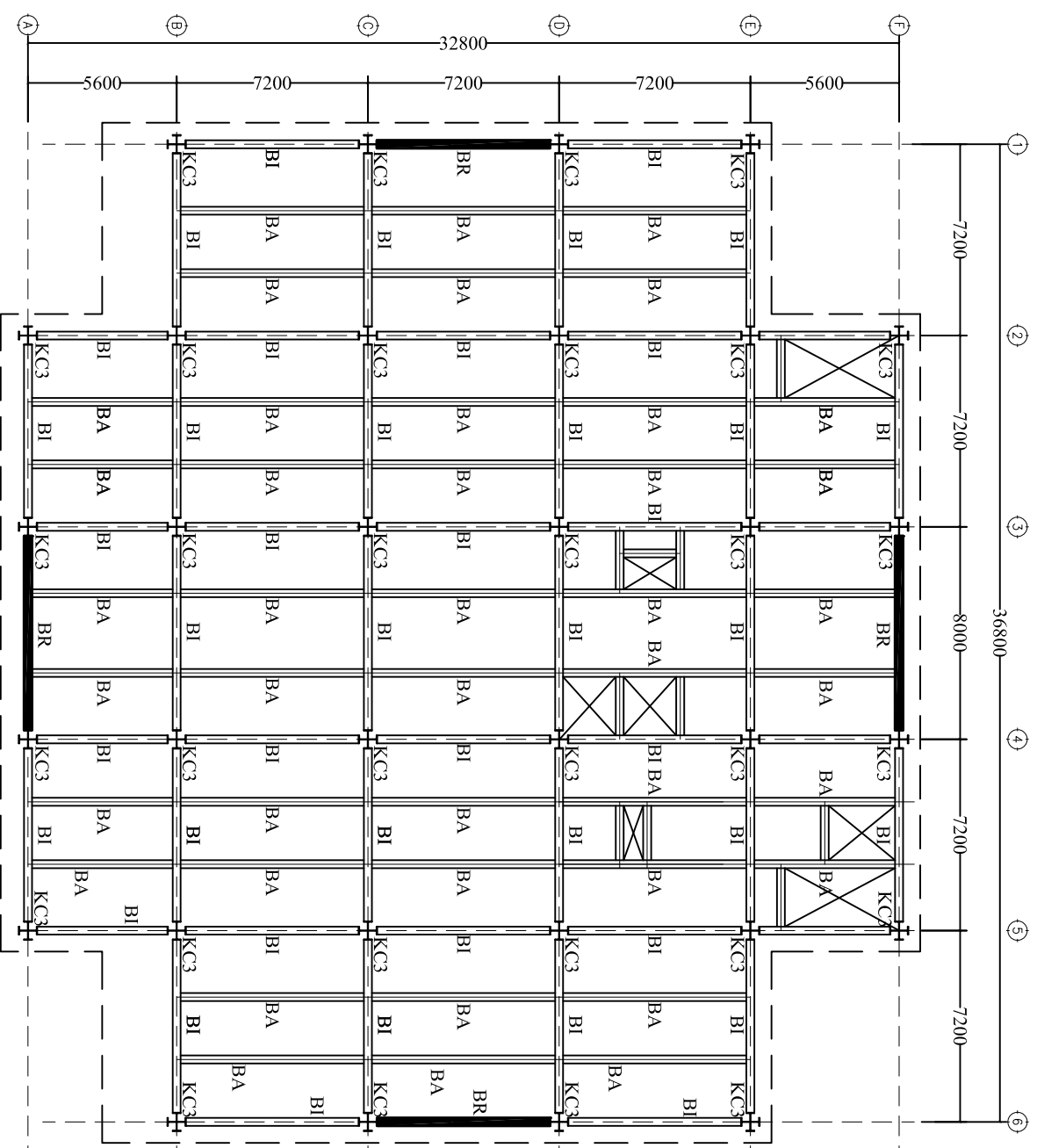
Revisi	Tanggal	Catatan
--------	---------	---------

Nama Gambar

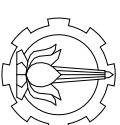
DENAH PEMBALOKAN DAN
KOLOM LANTAI 7-9

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	--------------	------------------

1:250	4	24
-------	---	----



DENAH PEMBALOKAN & KOLOM LANTAI 7-9
1:250



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem *Eccentrically Braced
Frames (EBF)*

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

BI: WF 500.200.10.16
BA: WF 400.200.8.13
KC4: KC 400.200.8.13
BR: WF 300.300.15.15

Nama Mahasiswa

Alfredo Simatupang

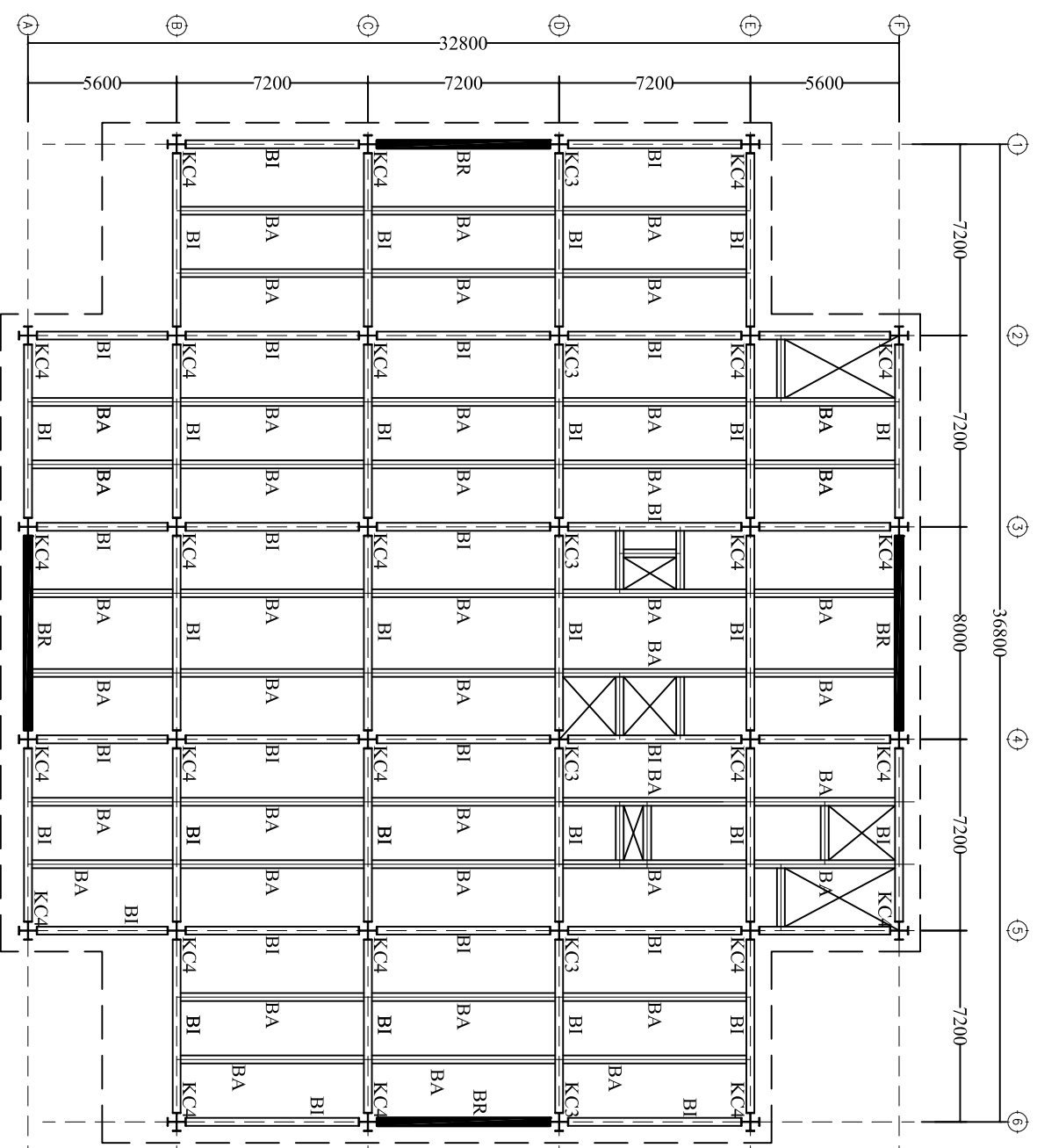
Revisi	Tanggal	Catatan
--------	---------	---------

Nama Gambar

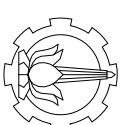
DENAH PEMBALOKAN DAN
KOLOM LANTAI 10-12

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	--------------	------------------

1:250	5	24
-------	---	----



DENAH PEMBALOKAN & KOLOM LANTAI 10-12
1:250



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem Eccentrically Braced
Frames (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

BI: WF 400.200.8.13
BA: WF 300.150.6.5.9
KC4: KC 400.200.8.13
BR: WF 300.300.15.15

Nama Mahasiswa

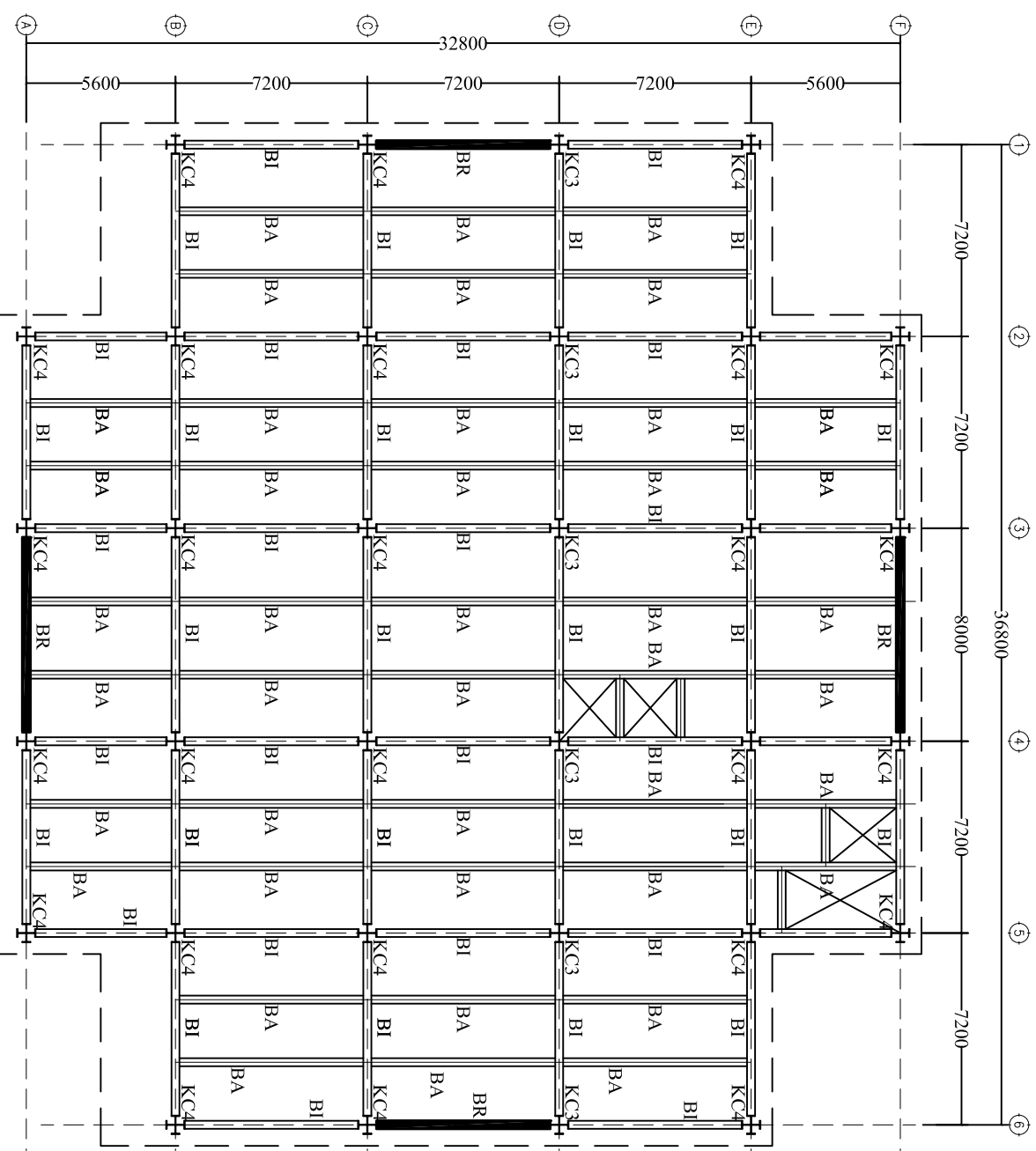
Alfredo Simatupang

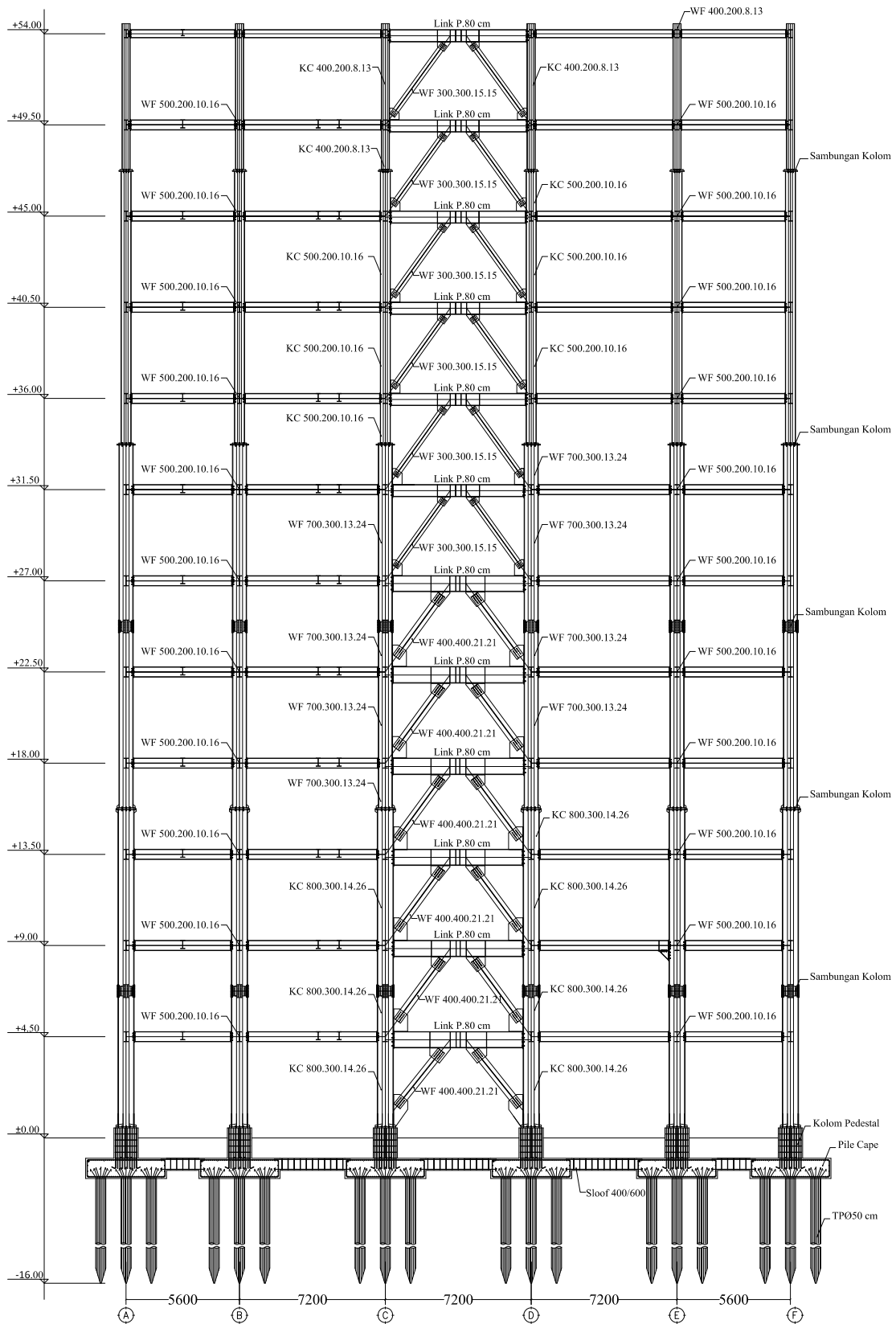
Revisi	Tanggal	Catatan
--------	---------	---------

Nama Gambar

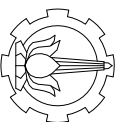
DENAH PEMBALOKAN ATAP

DENAH PEMBALOKAN ATAP
1:250





POTONGAN A-A
1:300



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem Eccentrically Braced
Frames (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Alfredo Simatupang

Revisi

Tanggal

Catatan

Nama Gambar

Potongan A-A

Skala

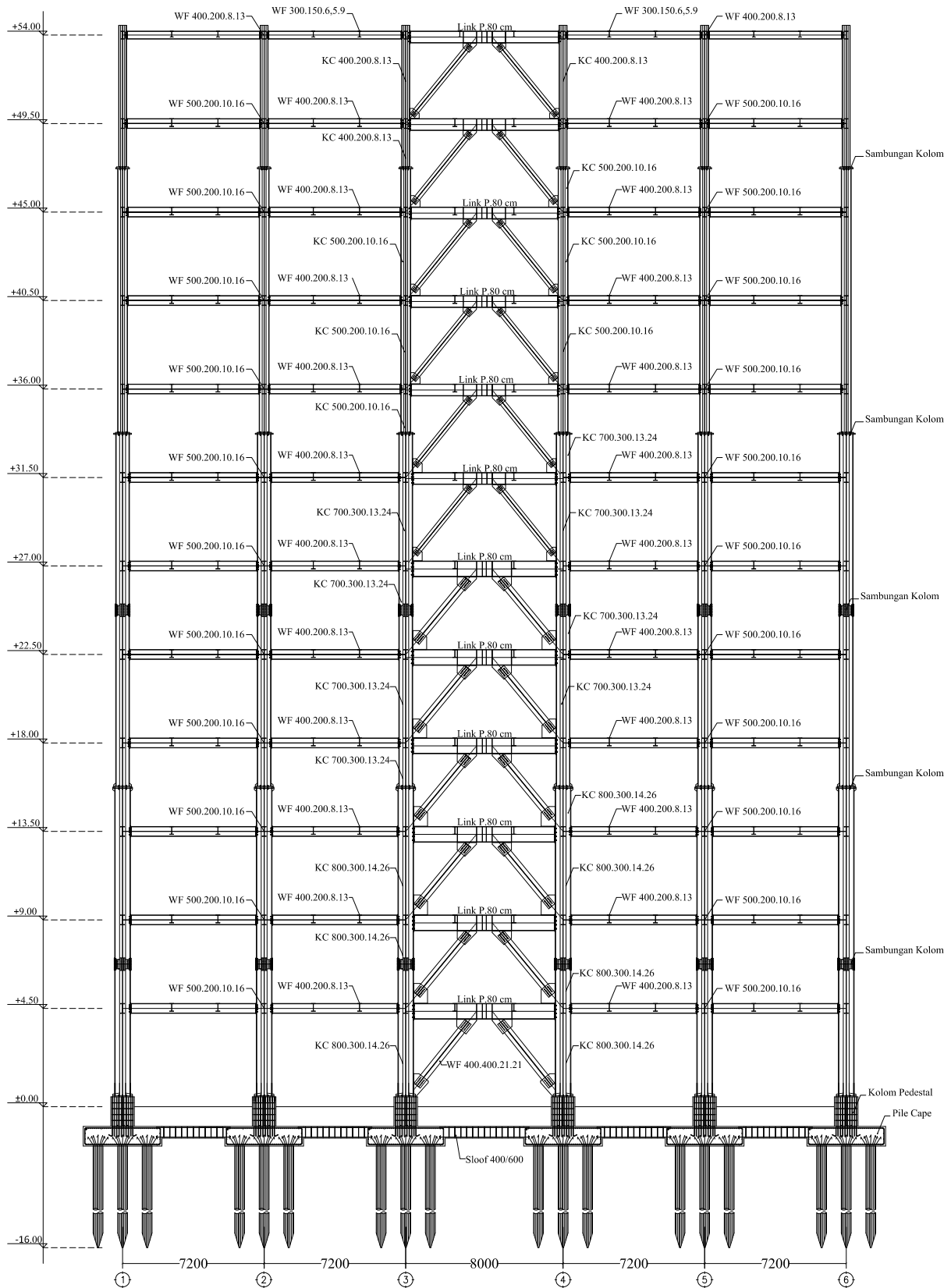
No Gambar

Jumlah Gambar

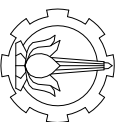
1:300

7

24



POTONGAN B-B
1:300



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem Eccentrically Braced
Frames (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

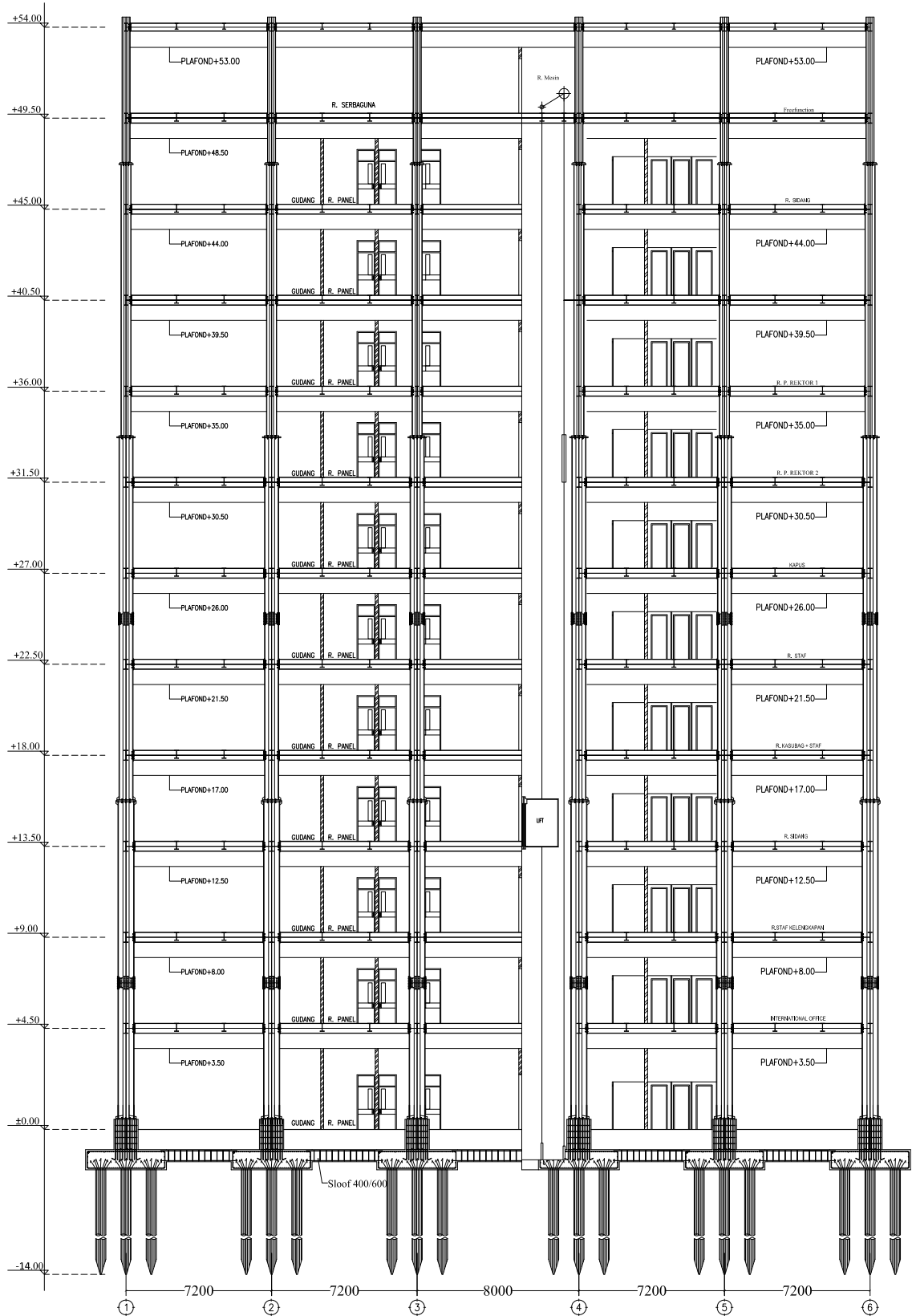
Alfredo Simatupang

Revisi	Tanggal	Catatan

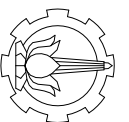
Nama Gambar

Potongan B-B

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:300	8	24



POTONGAN B-B
1:300



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem Eccentrically Braced
Frames (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Alfredo Simatupang

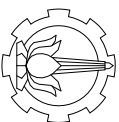
Revisi Tanggal Catatan

Nama Gambar

Potongan B-B

Skala No Gambar Jumlah Gambar

1:300 9 24



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem Eccentrically Braced
Frames (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Alfredo Simatupang

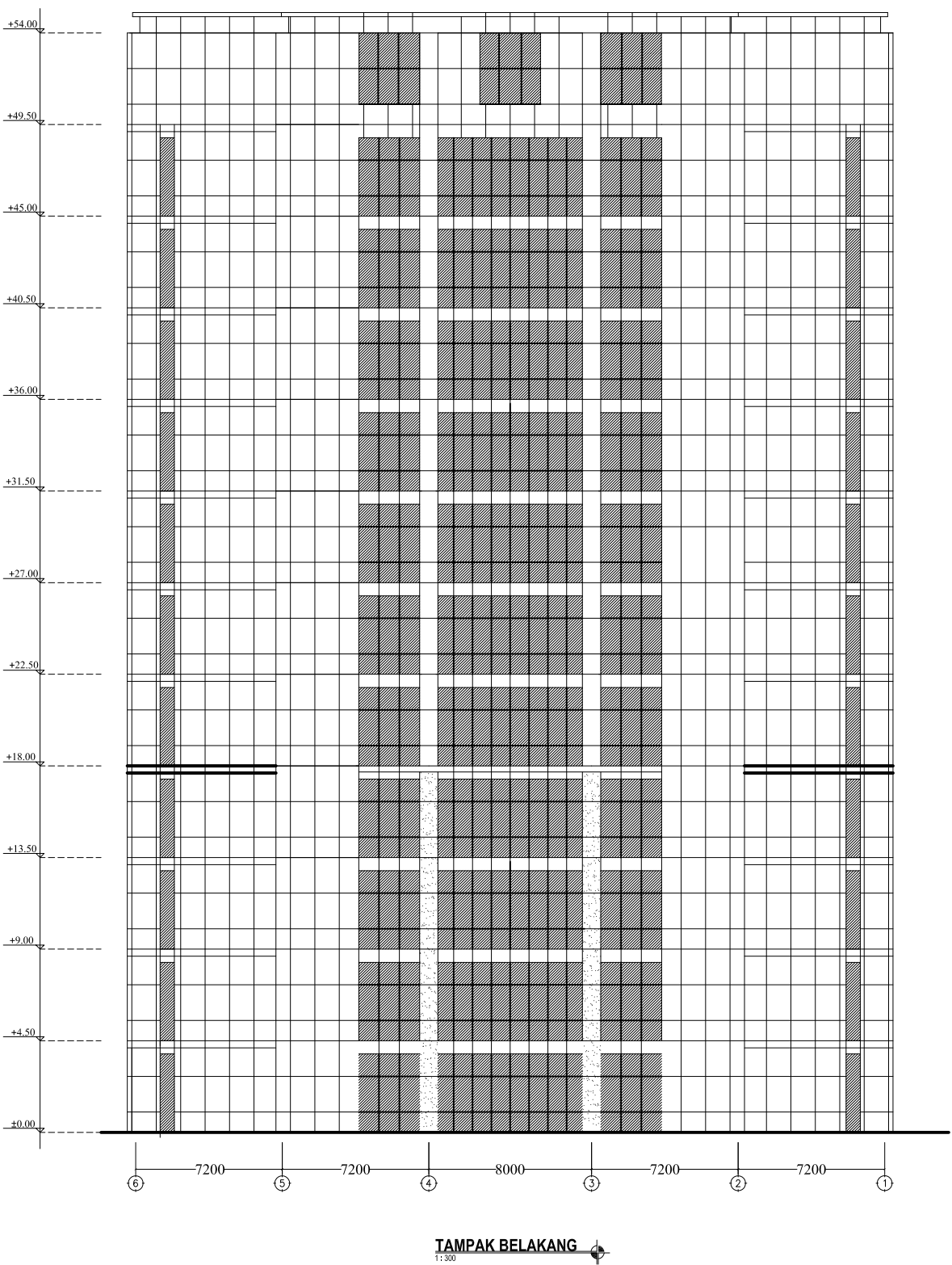
Revisi	Tanggal	Catatan
--------	---------	---------

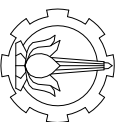
Nama Gambar

Tampak Belakang

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	-----------	---------------

1:300	10	24
-------	----	----





Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem *Eccentrically Braced
Frames (EBF)*

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Alfredo Simatupang

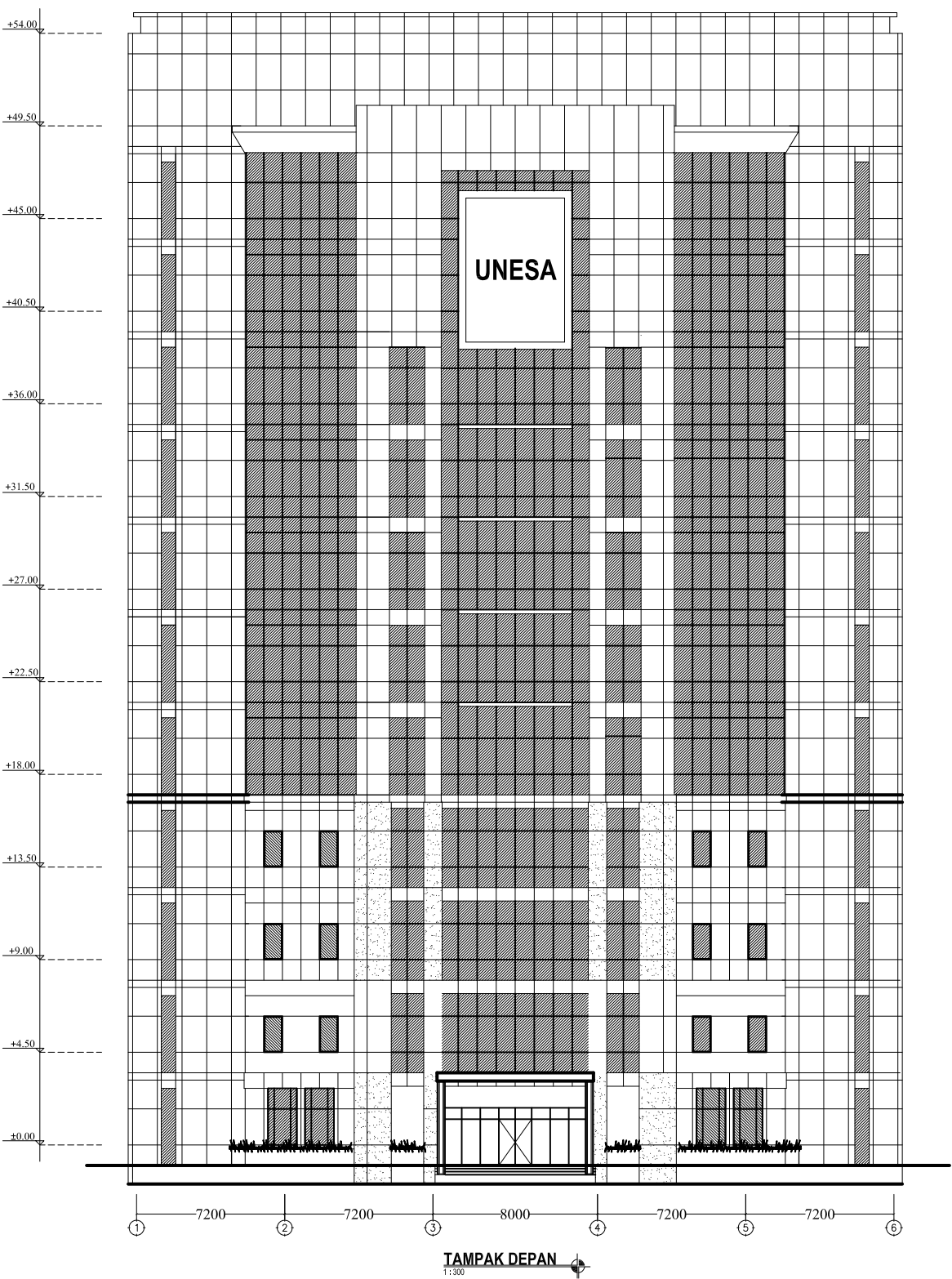
Revisi	Tanggal	Catatan
--------	---------	---------

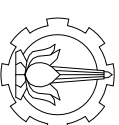
Nama Gambar

Tampak Depan

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	-----------	---------------

1:300	11	24
-------	----	----





Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem *Eccentrically Braced
Frames* (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Alfredo Simatupang

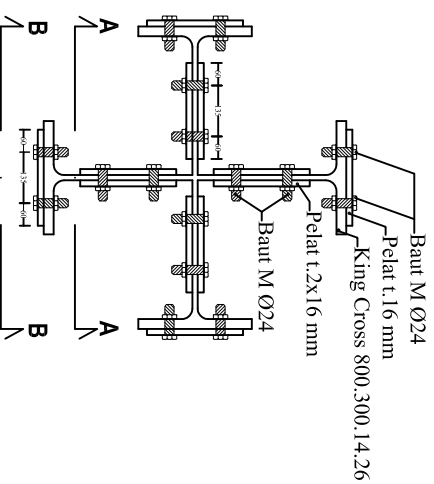
Revisi	Tanggal	Catatan
--------	---------	---------

Nama Gambar

Sambungan Kolom
Potongan A-A
Potongan B-B

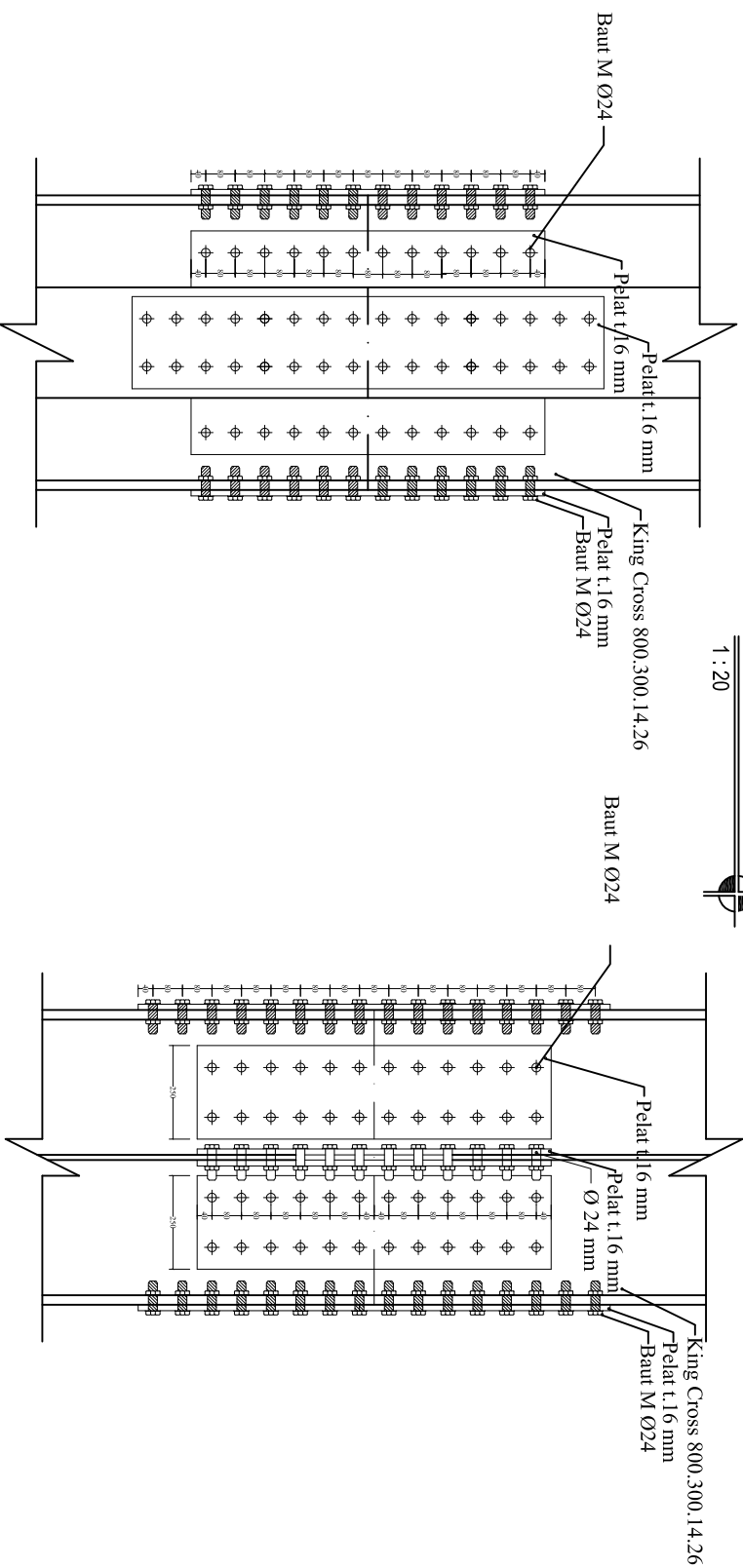
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	--------------	------------------

1:20	12	24
------	----	----



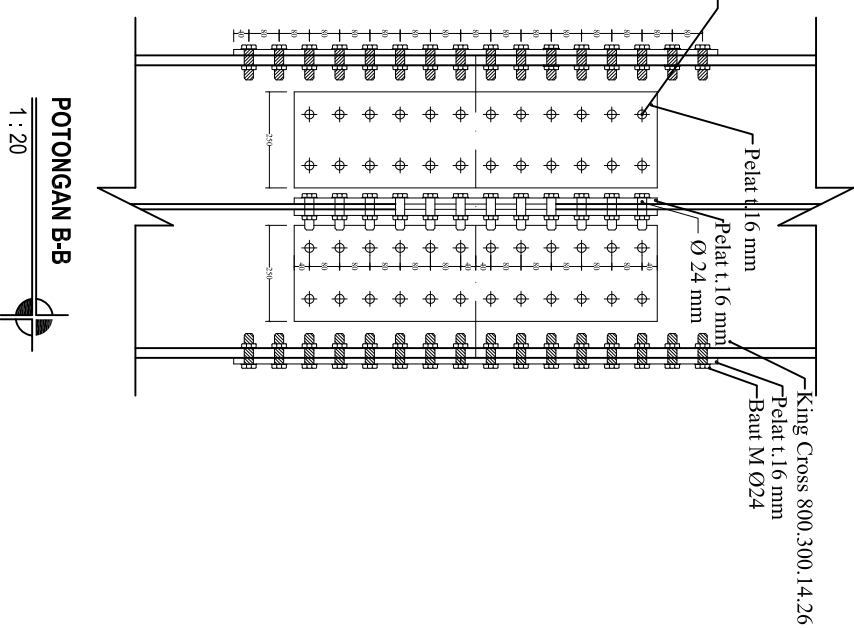
SAMBUNGAN KOLOM

1 : 20



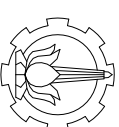
POTONGAN A-A

1 : 20



POTONGAN B-B

1 : 20



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

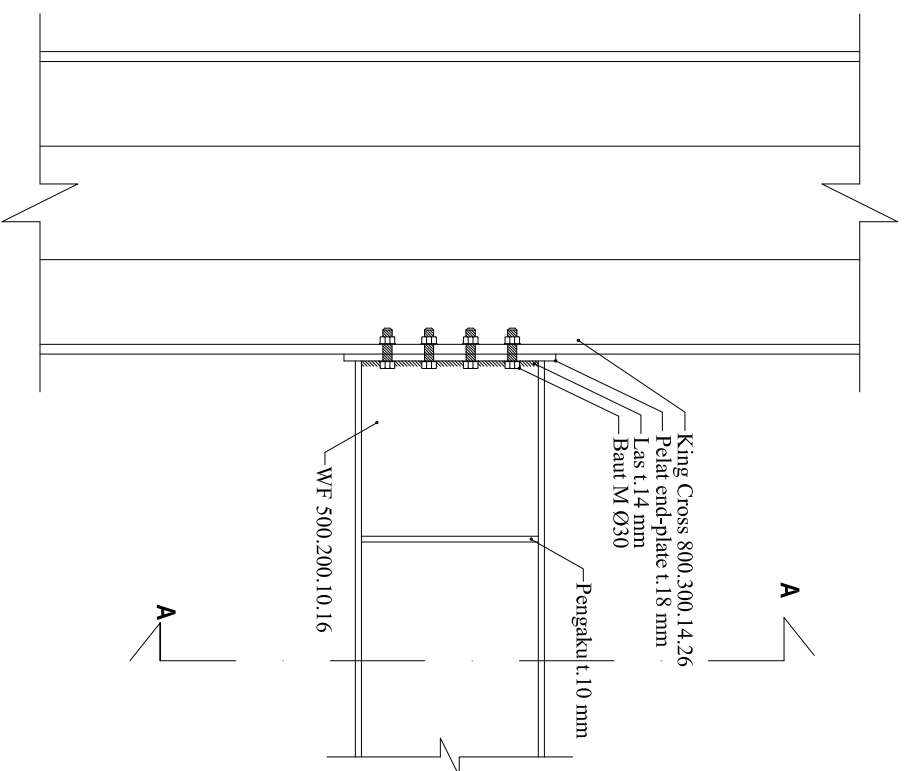
Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem *Eccentrically Braced
Frames* (EBF)

Dosen Pembimbing

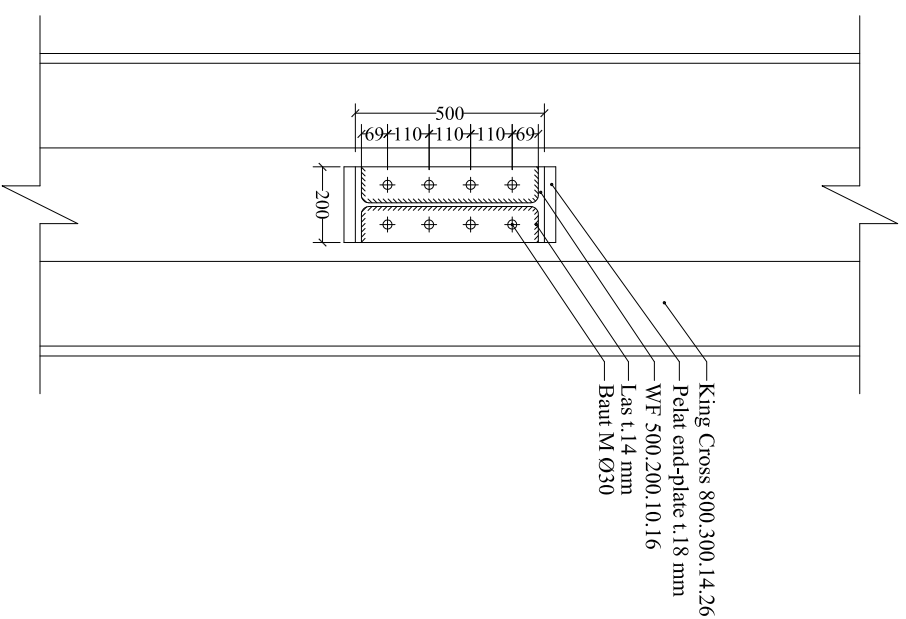
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

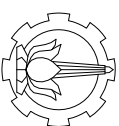
Nama Mahasiswa		
Alfredo Simatupang		
Revisi	Tanggal	Catatan
Nama Gambar		
Sambungan Balok Induk Potongan A-A		
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:20	13	24



SAMBUNGAN BALOK INDUK LANTAI PERKANTORAN
DENGAN KOLOM
1 : 20

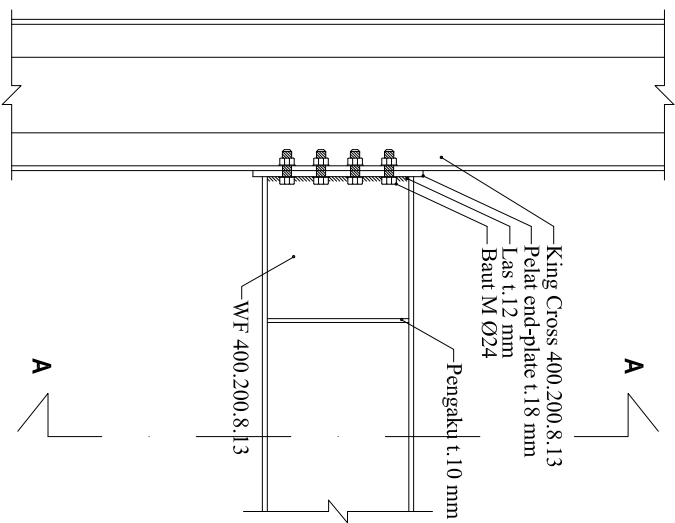


POTONGAN A-A
1 : 20

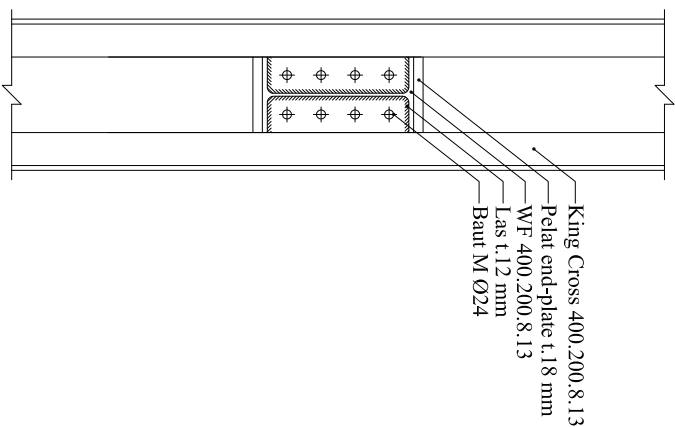


Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

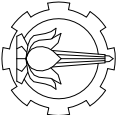
Judul Tugas Akhir		
Modifikasi Perencanaan struktur Gedung Kampus UNESA Menggunakan Baja Sistem Eccentrically Braced Frames (EBF)		
Dosen Pembimbing		
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D		
Keterangan		
Nama Mahasiswa		
Alfredo Simatupang		
Revisi	Tanggal	Catatan
Nama Gambar		
Sambungan Balok Induk Atap		
Potongan A-A		
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:20	14	24



SAMBUNGAN BALOK INDUK ATAP DENGAN KOLOM
1 : 20



POTONGAN A-A
1 : 20



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem *Eccentrically Braced
Frames* (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Alfredo Simatupang

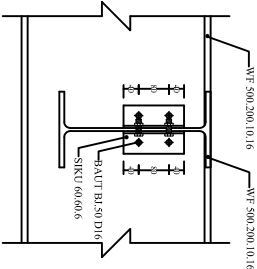
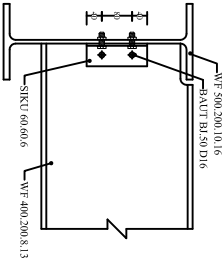
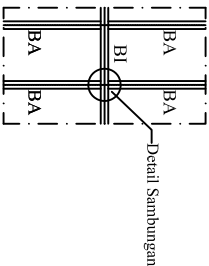
Revisi	Tanggal	Catatan
--------	---------	---------

Nama Gambar

Sambungan Balok Induk & Anak
Sambungan Balok Utama Tangga & Kolom
Potongan A-A

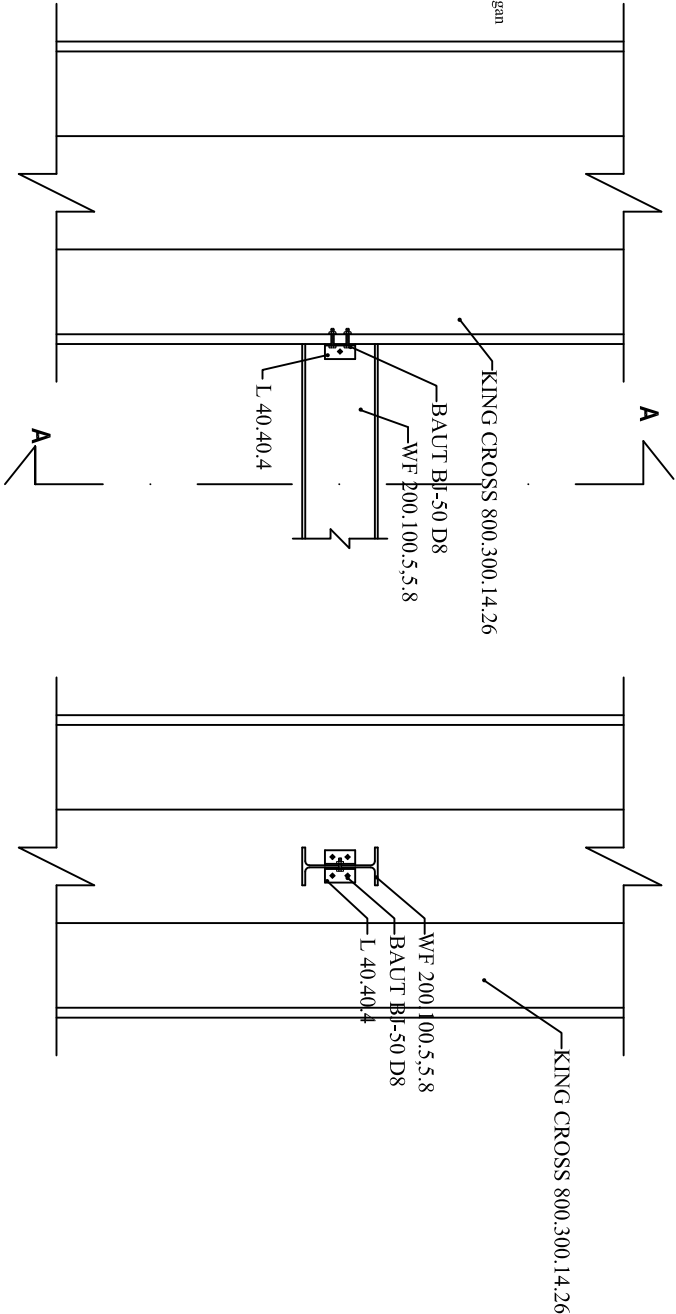
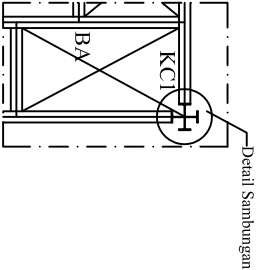
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	-----------	---------------

1:20	15	24
------	----	----



SAMBUNGAN BALOK INDUK DAN BALOK ANAK

1 : 20



SAMBUNGAN BALOK UTAMA TANGGA DENGAN KOLOM

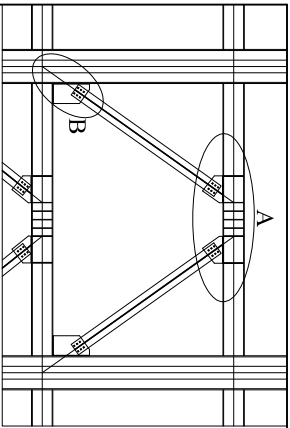
1 : 20



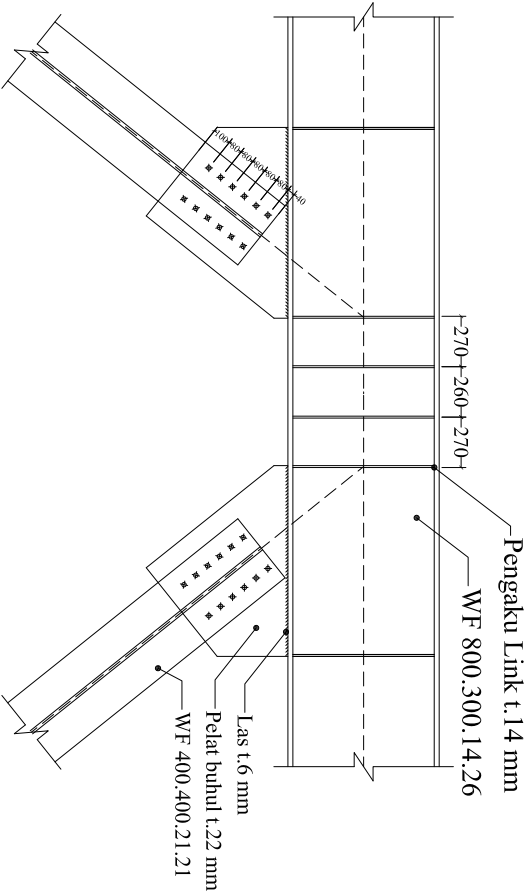
POTONGAN A-A

1 : 20

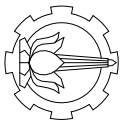
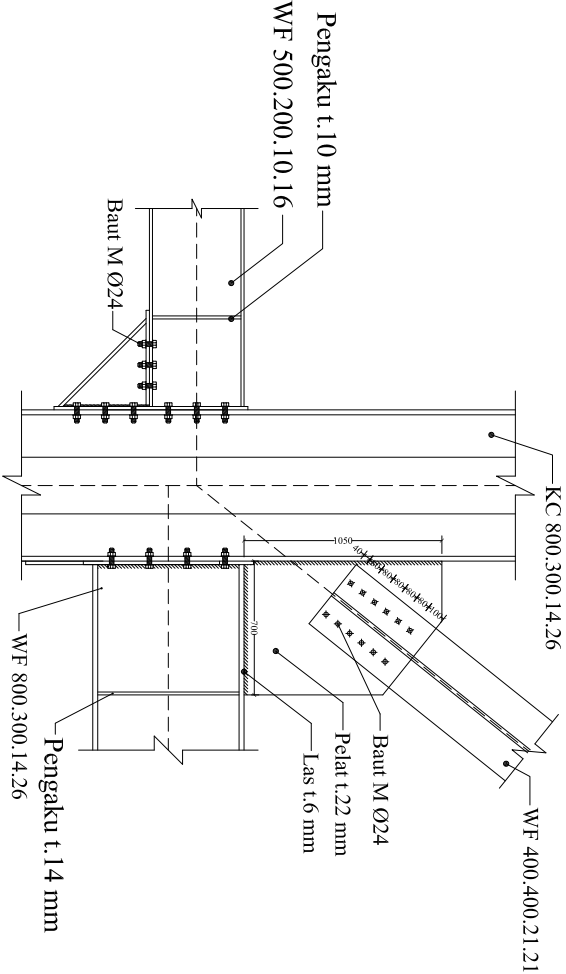




Link Lantai 1s/d 6



DETAIL B
1 : 30



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem *Eccentrically Braced
Frames* (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Alfredo Simatupang

Revisi	Tanggal	Catatan

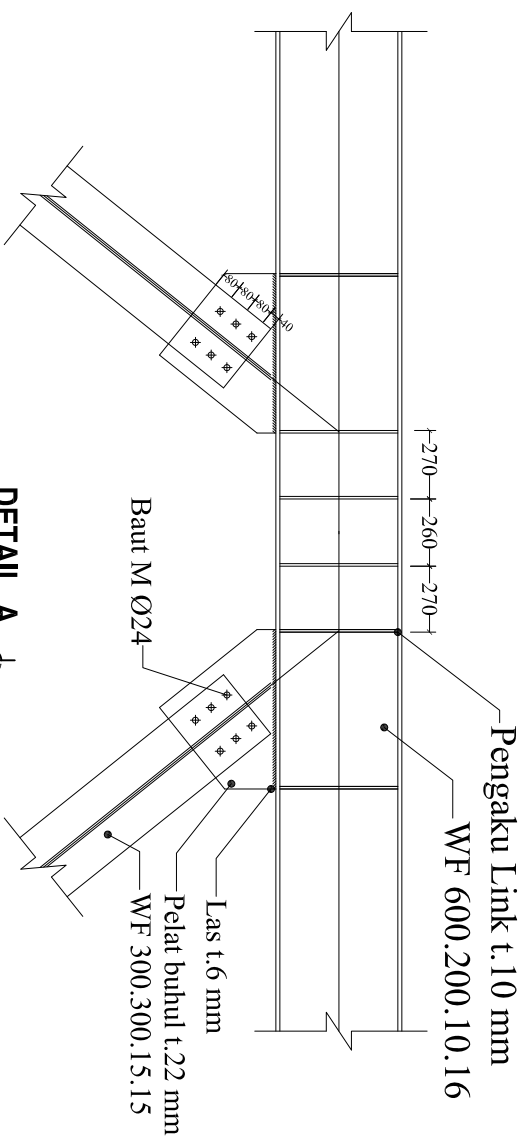
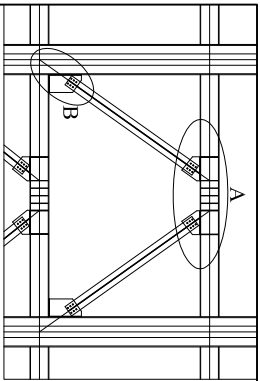
Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

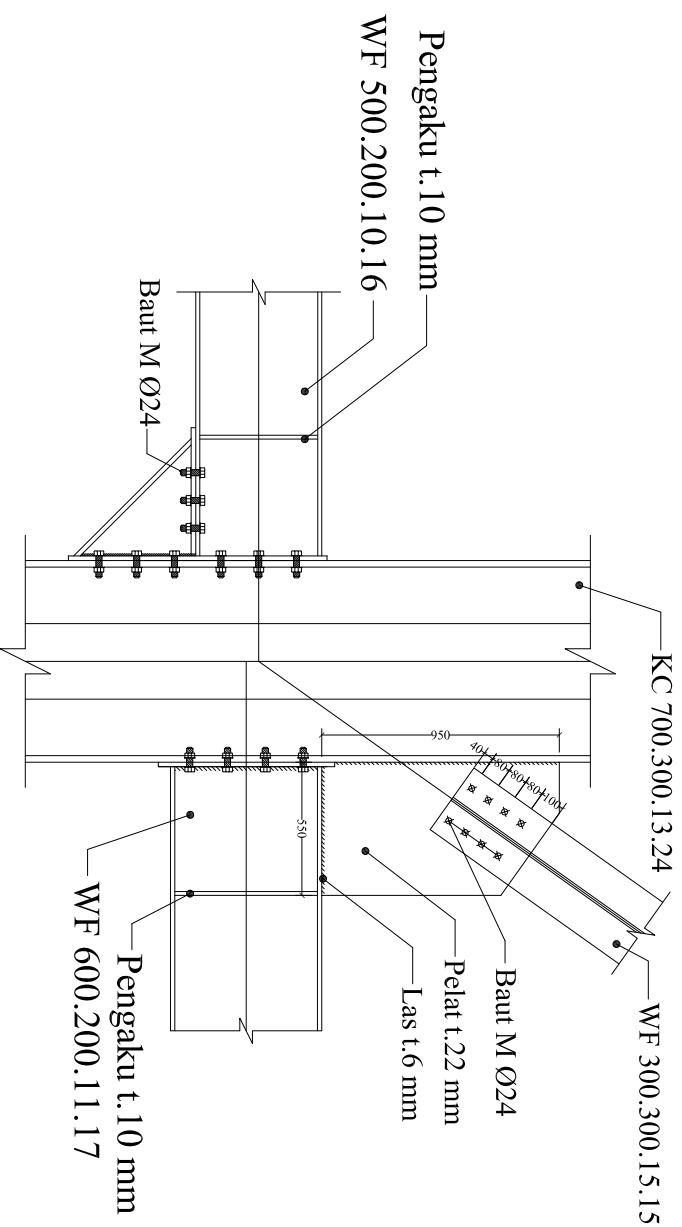
Detail A
Detail B

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:40	16	24

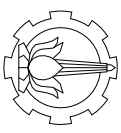
DETAIL A
1 : 30



DETAIL A
1 : 30



DETAIL B
1 : 30



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem Eccentrically Braced
Frames (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Alfredo Simatupang

Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

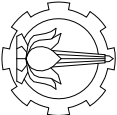
Detail A
Detail B

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:30	17	24

1:30

17

24



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem Eccentrically Braced
Frames (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Alfredo Simatupang

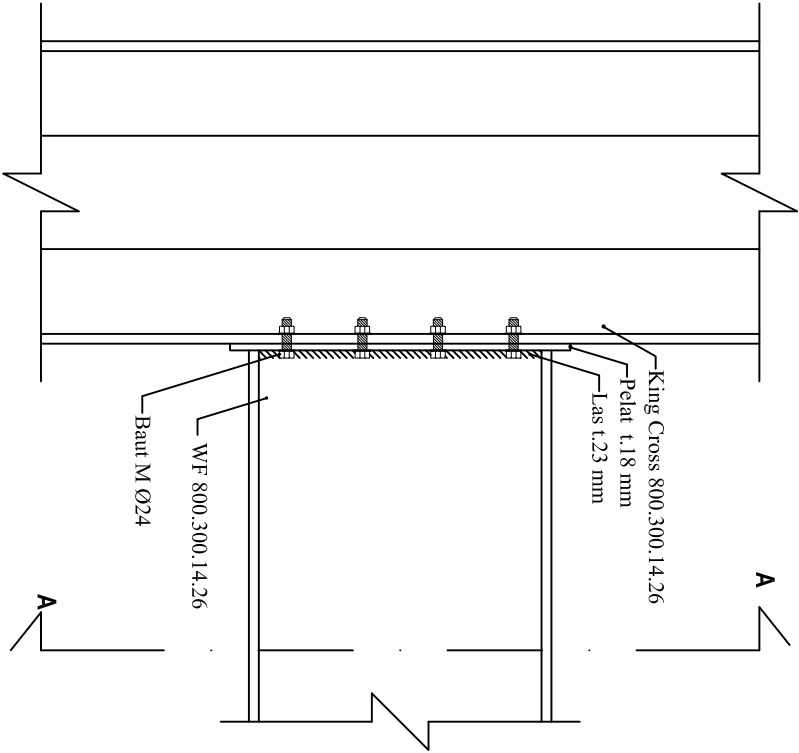
Revisi	Tanggal	Catatan
--------	---------	---------

Nama Gambar

Sambungan Balok Link
Potongan A-A

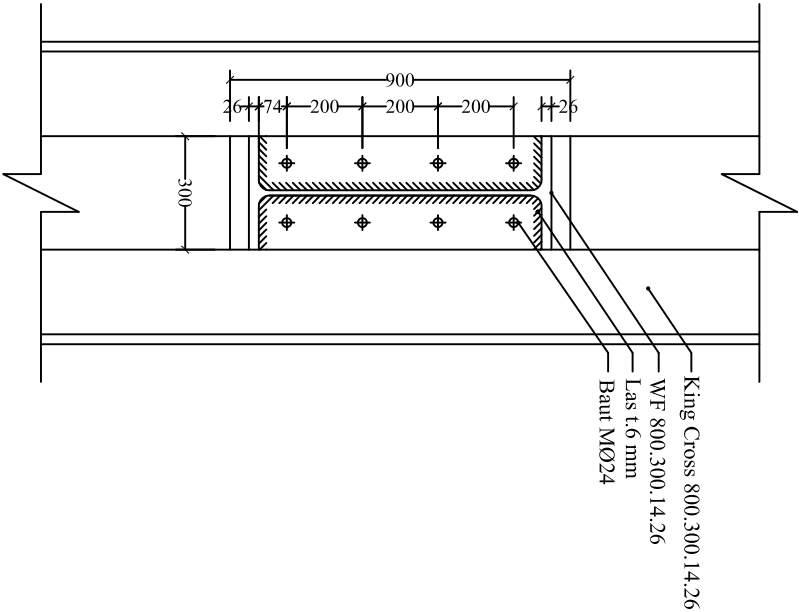
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	-----------	---------------

1:20	18	24
------	----	----



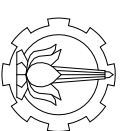
SAMBUNGAN BALOK DILUAR LINK WF 800.300.14.26
DENGAN KOLOM

1 : 20



POTONGAN A-A

1 : 20



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem *Eccentrically Braced
Frames* (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Alfredo Simatupang

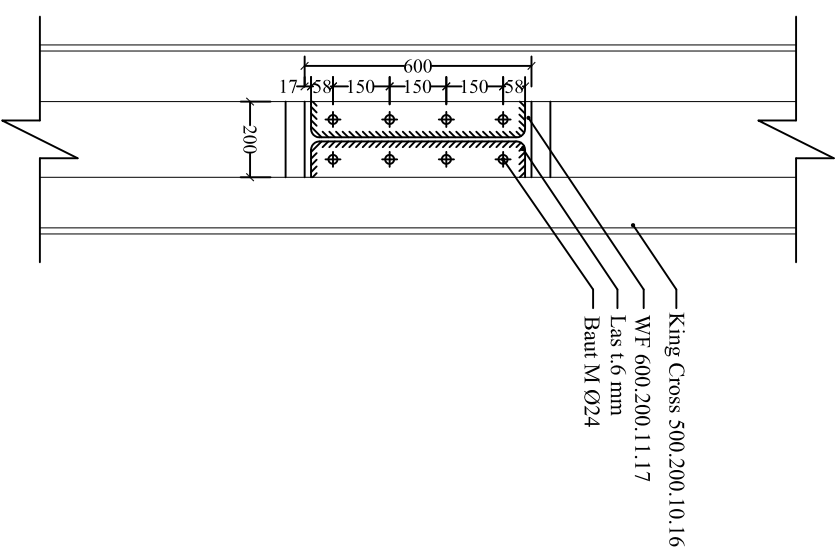
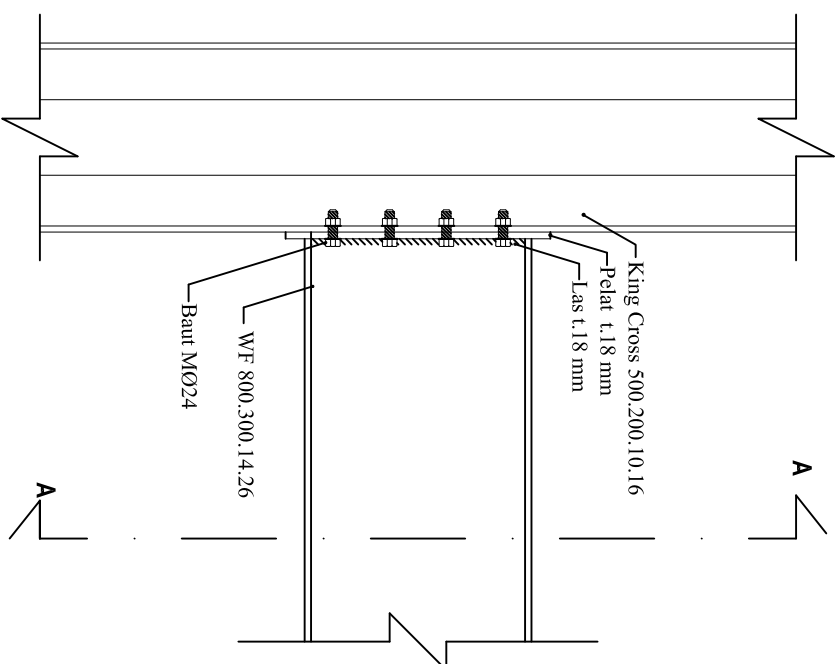
Revisi	Tanggal	Catatan
--------	---------	---------

Nama Gambar

Sambungan Balok *Link*
Potongan A-A

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	-----------	---------------

1:20	19	24
------	----	----

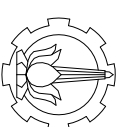


SAMBUNGAN BALOK DILUAR LINK WF 600.200.11.17
DENGAN KOLOM

1 : 20

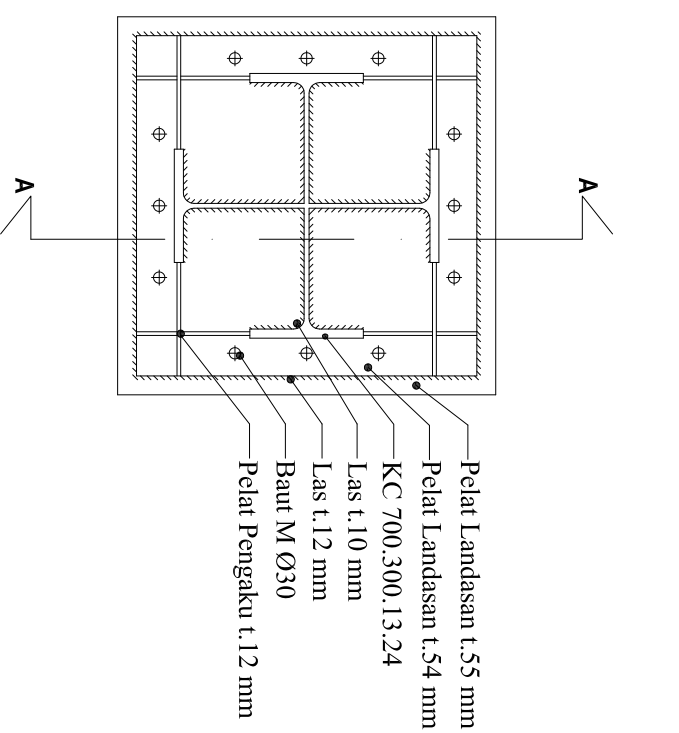
POTONGAN A-A

1 : 20



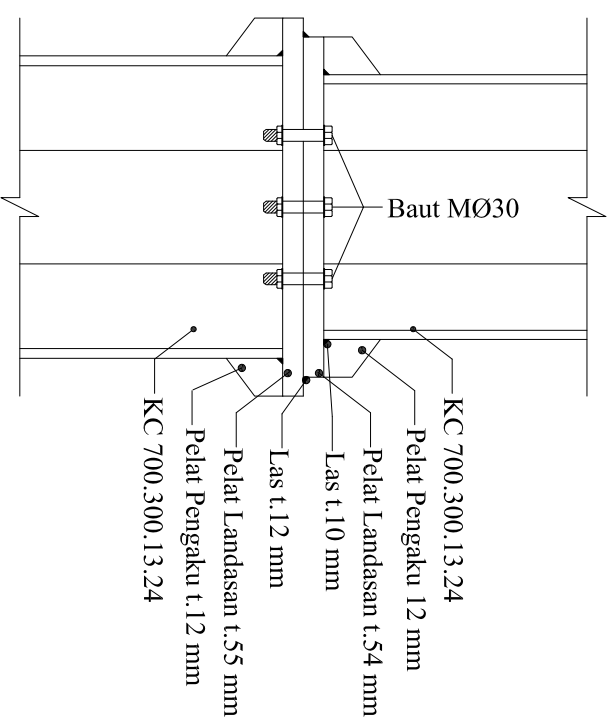
Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir		
Modifikasi Perencanaan struktur Gedung Kampus UNESA Menggunakan Baja Sistem Eccentrically Braced Frames (EBF)		
Dosen Pembimbing		
Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D		
Keterangan		
Nama Mahasiswa		
Alfredo Simatupang		
Revisi	Tanggal	Catatan
Nama Gambar		
Sambungan Balok Link Potongan A-A		
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:20	20	24



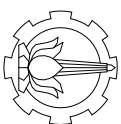
SAMBUNGAN KOLOM

1 : 20



POTONGAN A-A

1 : 20



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

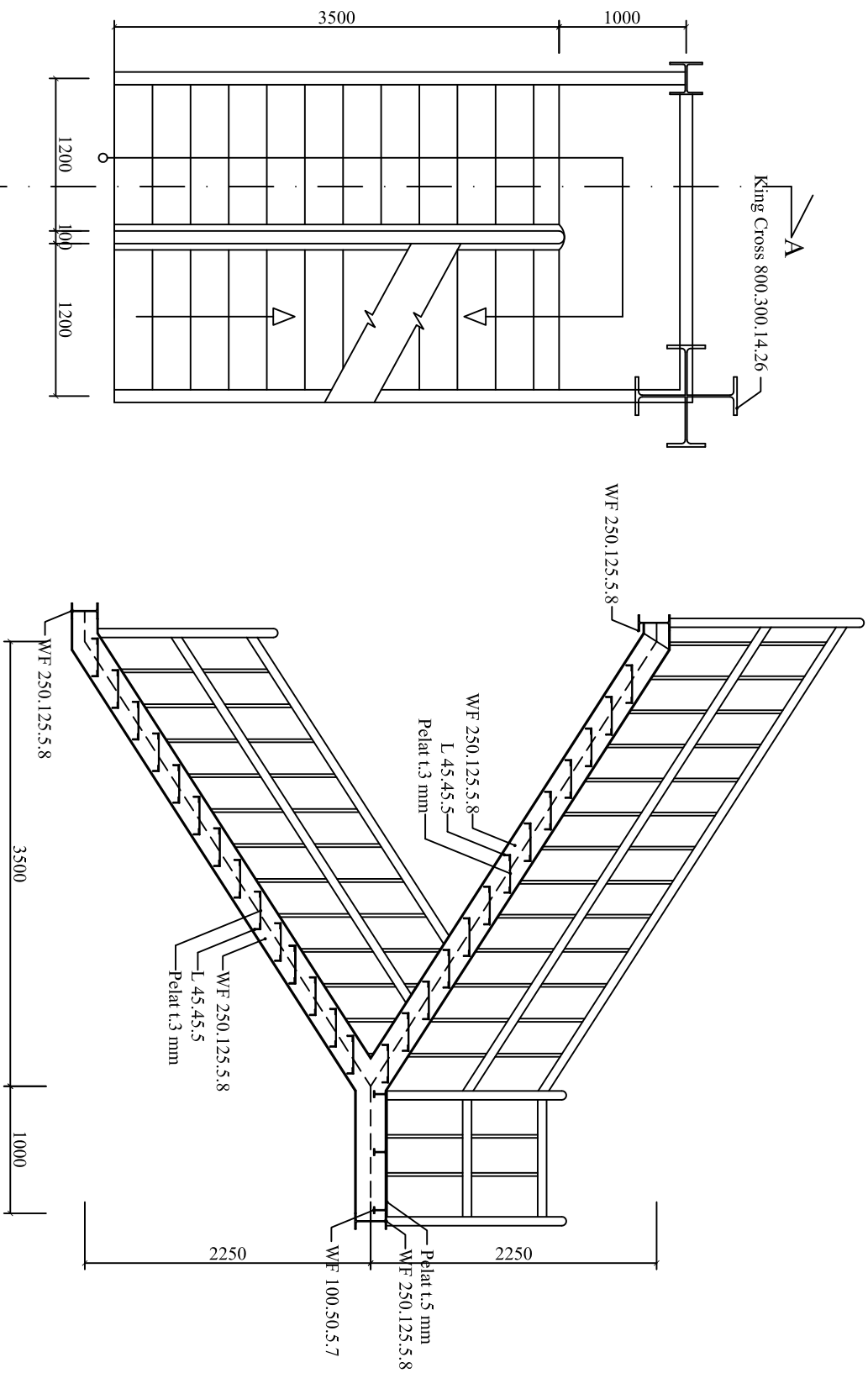
Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem *Eccentrically Braced
Frames (EBF)*

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

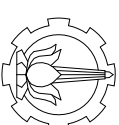
Keterangan

Nama Mahasiswa		
Alfredo Simatupang		
Revisi	Tanggal	Catatan
Nama Gambar		
Denah Tangga Potongan A-A		
Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
1:50	21	24



DENAH TANGGA
1 : 50

POTONGAN A-A
1 : 50



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem Eccentrically Braced
Frames (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Alfredo Simatupang

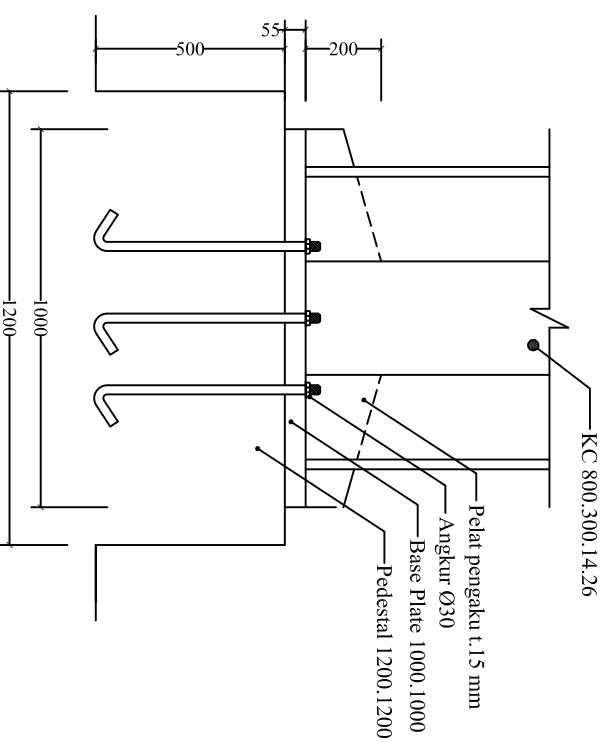
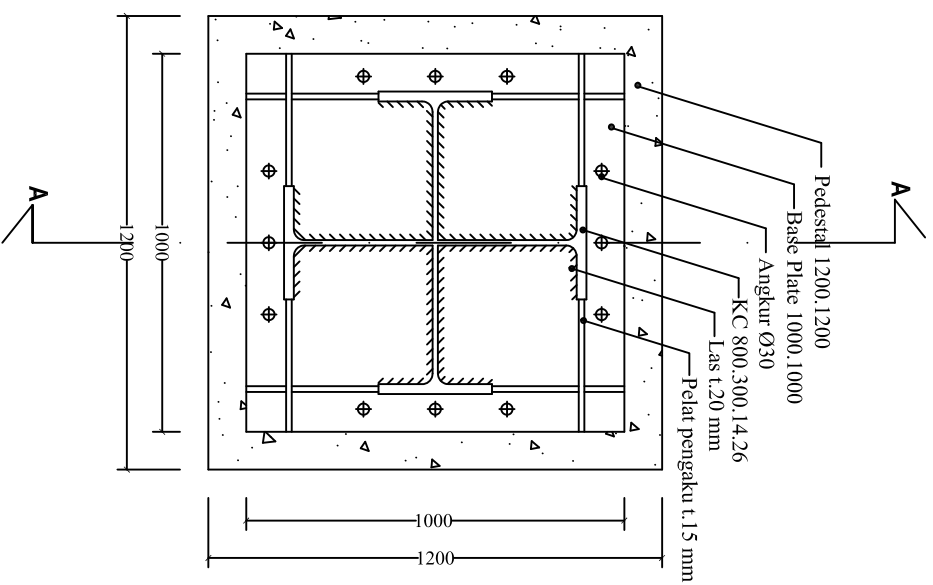
Revisi	Tanggal	Catatan
--------	---------	---------

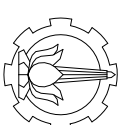
Nama Gambar

Sambungan Base Plate
Potongan A-A

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	-----------	---------------

1:20 22 24





Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem *Eccentrically Braced
Frames* (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa

Alfredo Simatupang

Revisi	Tanggal	Catatan
--------	---------	---------

Nama Gambar

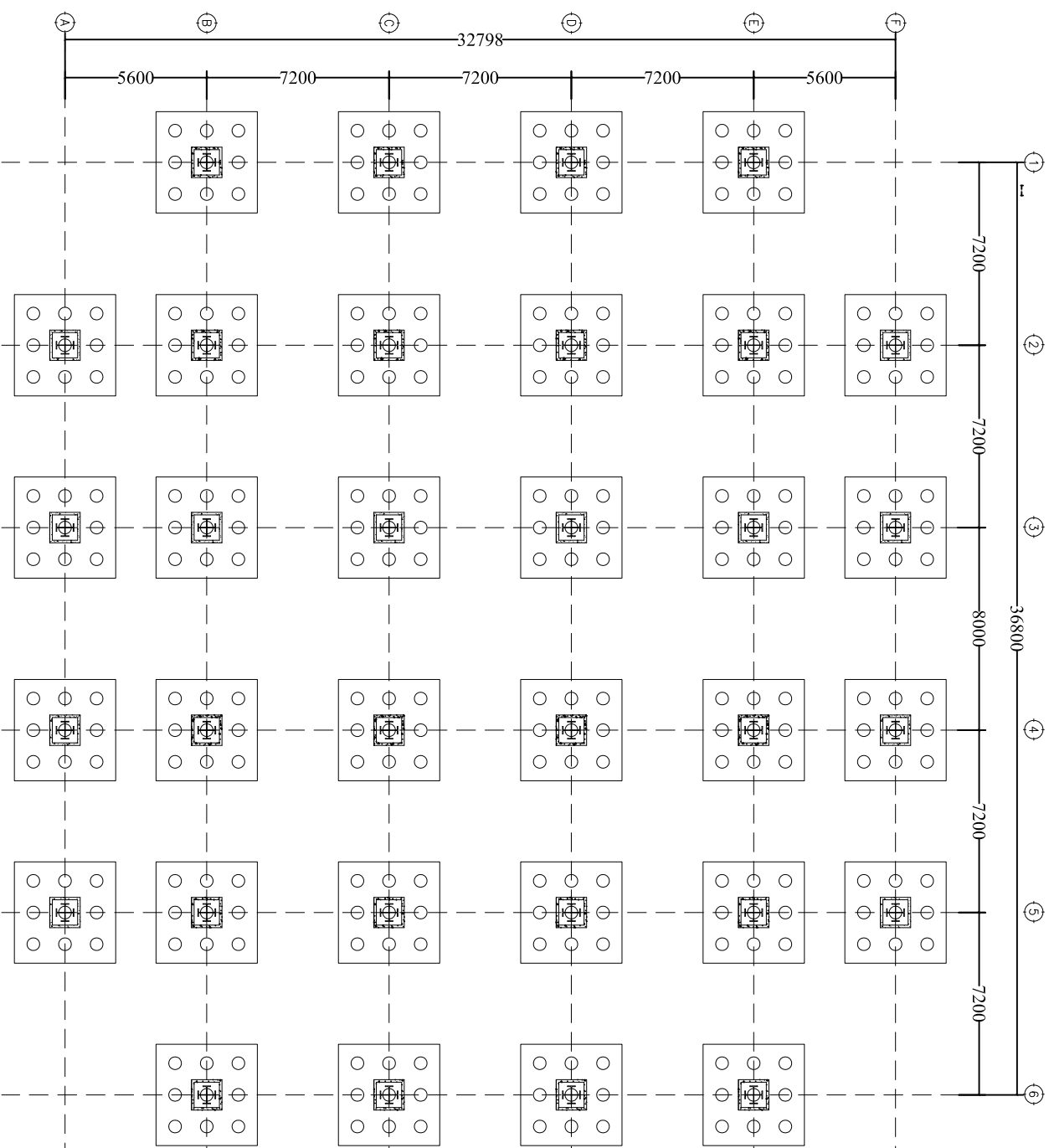
DENAH PONDASI & KOLOM
LANTAI 1

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	--------------	------------------

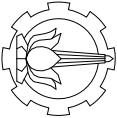
1:250

23

24



DENAH PONDASI & KOLOM LANTAI 1
1:250



Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

Modifikasi Perencanaan
struktur Gedung Kampus
UNESA Menggunakan Baja
Sistem Eccentrically Braced
Frames (EBF)

Dosen Pembimbing

Budi Suswanto, ST., MT., Ph.D

Keterangan

Nama Mahasiswa		
Alfredo Simatupang		
Revisi	Tanggal	Catatan

Nama Gambar

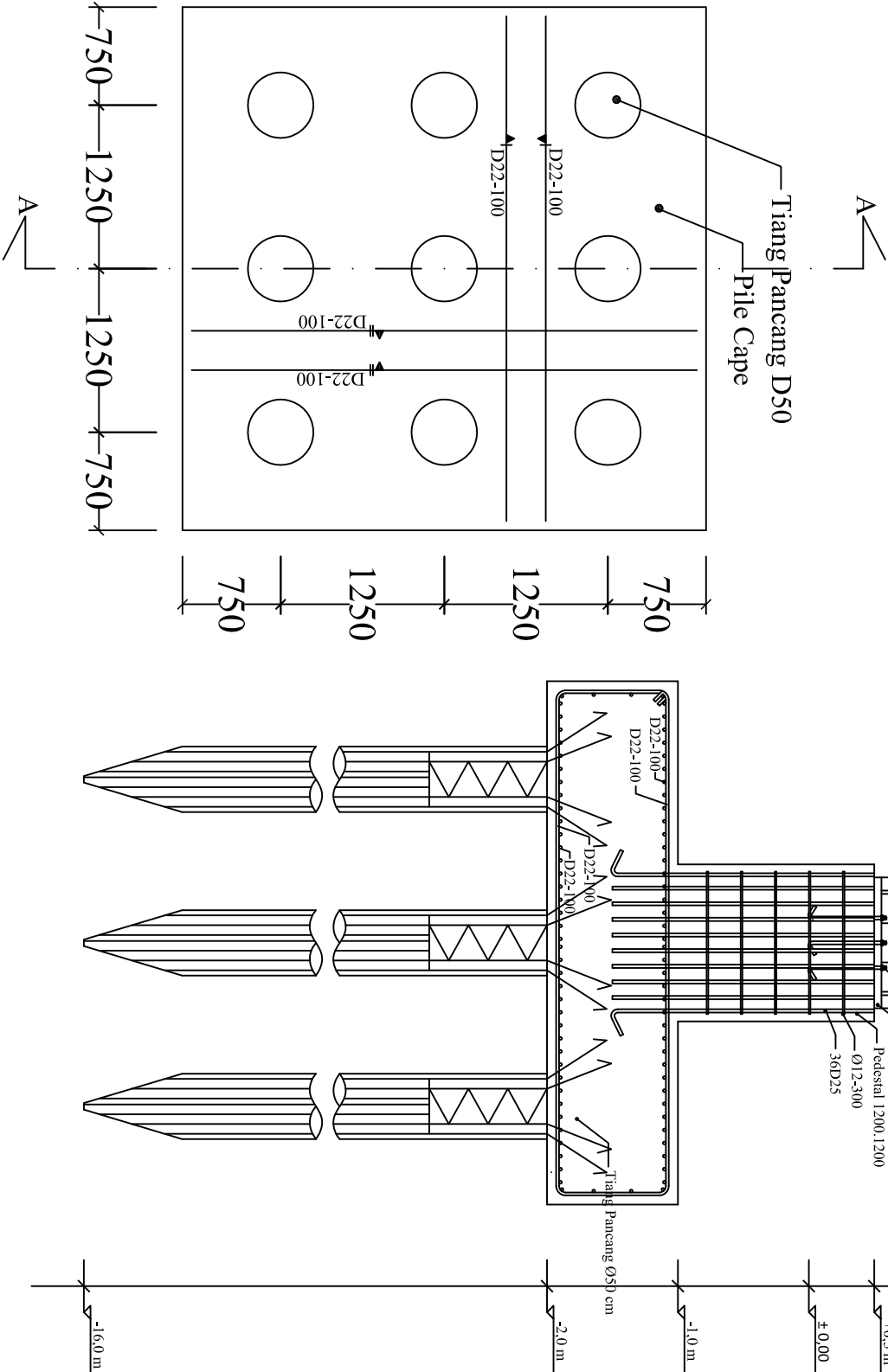
Detail Pondasi
Potongan A-A

Skala	No Gambar	Jumlah Gambar
-------	--------------	------------------

1:50

24

24



DETAIL PONDASI
1 : 50

POTONGAN A-A
1 : 50



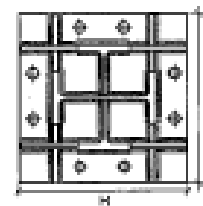
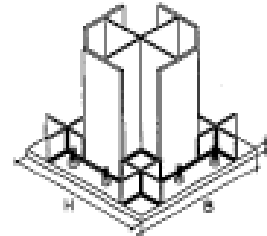
PT. GUNUNG GARUDA
Steel In Our Business

FIXED BASE PLATES

FOR KING CROSS

METRIC SIZE

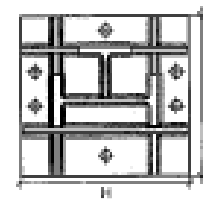
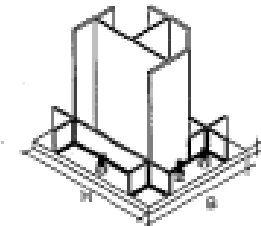
PART NO.	H	B	THICKNESS	WEIGHT	FOR COLUMN KING CROSS
	mm	mm	mm	kg	
BMK - 01	302	302	34	17.18	K - 150 x 75
BMK - 02	302	302	38	27.23	K - 200 x 100
BMK - 03	350	350	38	35.00	K - 198 x 99
BMK - 04	425	425	32	45.59	K - 250 x 125
BMK - 05	424	424	30	42.34	K - 248 x 124
BMK - 06	476	476	34	60.47	K - 300 x 150
BMK - 07	450	450	30	47.59	K - 298 x 149
BMK - 08	500	500	38	82.01	K - 350 x 175
BMK - 09	522	522	35	74.86	K - 348 x 174
BMK - 10	600	600	47	132.82	K - 400 x 200
BMK - 11	572	572	38	97.00	K - 398 x 199
BMK - 12	650	650	44	145.93	K - 450 x 225
BMK - 13	700	700	45	179.94	K - 500 x 250
BMK - 14	800	800	47	236.13	K - 600 x 300
BMK - 15	798	798	52	253.47	K - 598 x 300
BMK - 16	900	900	54	343.36	K - 700 x 350
BMK - 17	1000	1000	55	431.75	K - 800 x 300



FOR QUEEN CROSS

METRIC SIZE

PART NO.	H	B	THICKNESS	WEIGHT	FOR COLUMN QUEEN CROSS
	mm	mm	mm	kg	
BMQ - 01	302	265	22	13.82	Q - 150 x 75
BMQ - 02	376	328	27	26.86	Q - 200 x 100
BMQ - 03	374	325	25	23.85	Q - 198 x 99
BMQ - 04	450	388	31	42.49	Q - 250 x 125
BMQ - 05	424	382	28	34.94	Q - 248 x 124
BMQ - 06	500	425	34	68.72	Q - 300 x 150
BMQ - 07	474	400	30	44.85	Q - 298 x 149
BMQ - 08	550	468	37	73.95	Q - 350 x 175
BMQ - 09	522	435	33	59.99	Q - 348 x 174
BMQ - 10	600	500	41	96.55	Q - 400 x 200
BMQ - 11	596	498	38	88.54	Q - 398 x 199
BMQ - 12	650	525	43	119.99	Q - 450 x 225
BMQ - 13	700	550	45	138.90	Q - 500 x 250
BMQ - 14	800	600	47	177.93	Q - 600 x 300
BMQ - 15	798	644	51	203.17	Q - 598 x 300
BMQ - 16	900	750	54	267.96	Q - 700 x 350
BMQ - 17	1000	790	56	303.81	Q - 800 x 300



TOLERANCE (mm)	
t	H, B
± 0.5	± 2

NOTE:

Material specification as per IS 63101 ; SS 400

72

**HEAD OFFICE
AND FACTORY**

Imam Bonjol 4, Warung Bongeok, Sukra Danau, Cilebung, Bekasi, West Java, INDONESIA
Phone : 62-21-89001111, Sales Dept. 62-21-8900696, E&C Dept. 62-21-4719500
Fax. 62-21-8900555, URL : <http://www.grdsteel.com> E-mail : gunung@grdsteel.com



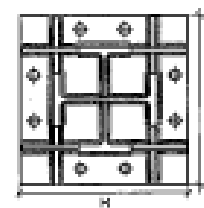
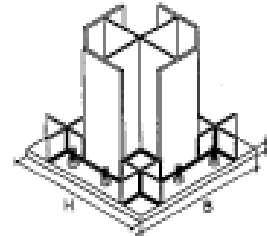
PT. GUNUNG GARUDA
Steel In Our Business

FIXED BASE PLATES

FOR KING CROSS

METRIC SIZE

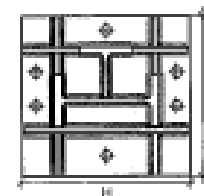
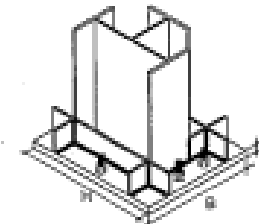
PART NO.	H	B	THICKNESS	WEIGHT	FOR COLUMN KING CROSS
	mm	mm	mm	kg	
BMK - 01	302	302	24	17.18	K - 150 x 75
BMK - 02	302	302	28	27.23	K - 200 x 100
BMK - 03	350	350	28	26.00	K - 150 x 99
BMK - 04	425	425	32	45.59	K - 250 x 125
BMK - 05	424	424	30	42.34	K - 240 x 124
BMK - 06	476	476	34	60.47	K - 300 x 150
BMK - 07	450	450	30	47.59	K - 250 x 148
BMK - 08	500	500	38	92.61	K - 350 x 175
BMK - 09	522	522	35	74.86	K - 340 x 174
BMK - 10	600	600	47	132.62	K - 400 x 200
BMK - 11	572	572	38	97.00	K - 390 x 198
BMK - 12	650	650	44	146.93	K - 450 x 225
BMK - 13	700	700	48	176.94	K - 500 x 250
BMK - 14	800	800	47	236.13	K - 600 x 300
BMK - 15	786	786	52	253.47	K - 580 x 300
BMK - 16	900	900	54	343.36	K - 700 x 300
BMK - 17	1000	1000	55	431.75	K - 800 x 300



FOR QUEEN CROSS

METRIC SIZE

PART NO.	H	B	THICKNESS	WEIGHT	FOR COLUMN QUEEN CROSS
	mm	mm	mm	kg	
BMQ - 01	302	285	22	13.82	Q - 150 x 75
BMQ - 02	316	329	27	24.86	Q - 200 x 100
BMQ - 03	314	323	25	23.85	Q - 188 x 99
BMQ - 04	430	388	31	42.49	Q - 250 x 125
BMQ - 05	424	382	29	34.94	Q - 240 x 124
BMQ - 06	500	429	34	66.72	Q - 300 x 150
BMQ - 07	474	400	30	44.85	Q - 280 x 148
BMQ - 08	550	483	37	73.93	Q - 350 x 175
BMQ - 09	522	438	33	59.99	Q - 340 x 174
BMQ - 10	600	500	41	94.55	Q - 400 x 200
BMQ - 11	596	494	38	88.54	Q - 390 x 198
BMQ - 12	650	523	43	114.99	Q - 450 x 225
BMQ - 13	700	550	45	134.93	Q - 500 x 250
BMQ - 14	800	600	47	177.93	Q - 600 x 300
BMQ - 15	786	644	51	203.17	Q - 580 x 300
BMQ - 16	900	750	54	267.06	Q - 700 x 300
BMQ - 17	1000	780	56	303.81	Q - 800 x 300



TOLERANCE (mm)	
t	H, B
± 0.5	± 2

NOTE :

Material specification as per IS 2062 ; SS 400

72

**HEAD OFFICE
AND FACTORY**

Imam Borjoli 4, Waring Borjok, Suka Danau, Cibitung, Bekasi, West Java, INDONESIA
Phone : 62-21-89001111, Sales Dept. 62-21-8900666, ESC Dept. 62-21-4719000
Fax. 62-21-8900555, URL : <http://www.grdsteel.com>, E-mail : gunung@grdsteel.com

BIODATA PENULIS



Alfredo Simatupang

Lahir di Balikpapan pada tanggal 5 Februari 1991. Penulis merupakan anak ke tiga dari tiga bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN 041 Balikpapan (1996-2002), SLTP N 6 Balikpapan (2002-2005), SMK Negeri 1 Balikpapan (2005-2008), dan melanjutkan pendidikan Diploma III Jurusan Teknik Sipil Konsentrasi Bangunan Gedung di Politeknik

Negeri Balikpapan (2009-2012). Pada tahun 2013 penulis melanjutkan pendidikan Sarjana (S-1) di Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya dengan NRP 3112 106 008. Penulis mengambil bidang studi struktur dengan judul tugas akhir **“Modifikasi Perencanaan Struktur Gedung Kampus Unesa Menggunakan Baja Sistem *Eccentrically Braced Frames (EBF)*”**.

Contact Person:

Email : simatupangalfredo8@gmail.com